

**BRUCH- UND VERFORMUNGSVERHALTEN HARZMODIFIZIERTER
UND FASERVERSTÄRKTER BETONE BEI EINACHSIGER
ZUGBEANSPRUCHUNG**

DOKTORARBEIT

zur Erlangung des Grades Doktor-Ingenieur
der Abteilung für Bauingenieurwesen
der Ruhr-Universität Bochum

von

JOACHIM BUDNIK
Oberhausen

Bochum 1985

**BRUCH- UND VERFORMUNGSVERHALTEN HARZMODIFIZIERTER
UND FASERVERSTÄRKTER BETONE BEI EINACHSIGER
ZUGBEANSPRUCHUNG**

DOKTORARBEIT

zur Erlangung des Grades Doktor-Ingenieur
der Abteilung für Bauingenieurwesen
der Ruhr-Universität Bochum

von

JOACHIM BUDNIK
Oberhausen

Bochum 1985

Doktorarbeit eingereicht am: 06.11.1985

Tag der mündlichen Prüfung : 16.12.1985

Berichter:

Prof. Dr.-Ing. Harald Schorn

Prof. Dr.-Ing. Gerd Wischers

Die vorliegende Arbeit entstand in den Jahren 1982 bis 1985 während meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter am Institut für Konstruktiven Ingenieurbau der Ruhr-Universität Bochum und wurde von der dortigen Abteilung für Bauingenieurwesen als Dissertation angenommen.

Herrn Professor Schorn danke ich für die Anregung und stetige Förderung dieser Arbeit.

Mein Dank gilt ebenso Herrn Professor Wischers für viele wertvolle Ratschläge sowie für die Übernahme der Berichterstattung.

Diese Arbeit wurde teilweise mit Mitteln der Deutschen Forschungsgemeinschaft im Rahmen des Forschungsvorhabens "Zugbeanspruchte Betone" gefördert.

Dezember 1985

Joachim Budnik



Digitized by the Internet Archive
in 2026

https://archive.org/details/IA41546407_0021

1.	<u>Einführung</u>	1
1.1	Definitionen	1
1.2	Experimentelle Verfahren für die Prüfung von Betonen bei Zugbeanspruchung	5
1.3	Stand der Kenntnisse bei zentrischen Zugversuchen	9
1.4	Ziel der Arbeit	19
2.	<u>Theoretische Betrachtungen zur Betonstruktur</u>	21
2.1	Allgemeines	21
2.2	Kunststoffhaltige Betone	22
2.3	Faserverstärkte Betone	26
2.4	Mögliche Bindemittelstrukturen	28
2.5	Strukturorientierte Versuchsplanung	31
3.	<u>Versuchsprogramm zum Bruch- und Verformungsverhalten bei einachsiger Zugbeanspruchung</u>	34
3.1	Planung des Versuchsprogramms	34
3.2	Umfang des Versuchsprogramms	37
3.3	Versuchsvorbereitung	41
3.3.1	Probekörper	41
3.3.2	Baustoffe und Mischungszusammensetzungen	41
3.3.3	Probenherstellung	44
3.3.4	Probenlagerung	46
3.3.5	Zentrieren und Einkleben der Proben	46
3.4	Versuchstechnik	48
3.4.1	Versuchseinrichtung	48
3.4.2	Meßprinzip und Regelung	55

3.5	Versuchsdurchführung	58
3.5.1	Eichversuche	58
3.5.2	Versuchsablauf	59
3.6	Versuchsauswertung	63
3.6.1	Wandeln und Sortieren der Meßdaten	63
3.6.2	Auswertung der Meßdaten	66
4.	<u>Ergebnisse und Bewertung</u>	68
4.1	Charakteristische Ergebnisse	68
4.1.1	Zementbetone und harzmodifizierte Betone	68
4.1.2	Stahlfaserverstärkte Betone	82
4.2	Zusammenstellung der Ergebnisse	90
4.2.1	Zementbetone und harzmodifizierte Betone	90
4.2.2	Stahlfaserverstärkte Betone	94
4.3	Bewertung der Ergebnisse	96
4.3.1	Zementbetone und harzmodifizierte Betone	96
4.2.3	Stahlfaserverstärkte Betone	107
4.4	Bewertung der Rißlage	111
4.5	Simulationsrechnung	116
4.5.1	Modellaufbau	116
4.5.2	Durchführung der Simulationsrechnung	119
4.5.3	Ergebnisse der Simulationsrechnung	120
5.	<u>Bruchmechanische Betrachtungen</u>	125
5.1	Einführung	125
5.2	Kenngrößen der linear-elastischen Bruchmechanik	127
5.2.1	Der Spannungsintensitätsfaktor K	127
5.2.2	Die Energiefreisetzungsrates G	128
5.2.3	Voraussetzungen für die Anwendbarkeit der linear-elastischen Bruchmechanik auf Beton	129

5.3	Kenngrößen der elastisch-plastischen Bruchmechanik	130
5.3.1	Das J-Integral	130
5.3.2	Anwendbarkeit des J-Integrals auf Beton	131
5.4	Bruchmechanische Modelle	132
5.4.1	Das bruchmechanische Modell von JAHN	132
5.4.2	Kritische Betrachtung des bruchmechanischen Modells von JAHN	136
5.4.3	Das bruchmechanische Modell von HILLERBORG	140
5.4.4	Kritische Betrachtung des Modells von HILLERBORG	143
5.4.5	Anwendung des Modells von HILLERBORG auf die Ergebnisse der eigenen Versuche	146
5.4.6	Charakterisierung der Baustoffe mit Hilfe der Duktilitätslänge D_1	161
6.0	<u>Zusammenfassung</u>	163
7.0	<u>Literaturverzeichnis</u>	166

1.0 Einführung

1.1 Definitionen

Auf dem Gebiet der baustofflich orientierten Arbeiten stößt man auf eine Vielzahl von Begriffen, die zur Beschreibung bestimmter Baustoffstrukturen dienen, insbesondere dann, wenn außer konventionellen Konstruktionsbetonen auch durch Kunststoff- oder Faserzugabe modifizierte Strukturen untersucht werden.

Leider werden die Abgrenzungen dieser Begriffe nicht immer konsequent beibehalten, so daß Mißverständnisse entstehen können. Um derartigen Fehlinterpretationen vorzubeugen, sollen zu Beginn einige, für diese Arbeit relevante Begriffe eindeutig definiert werden.

So wird im folgenden unter Beton ein Baustoff gemäß der von SCHORN /1/ vorgeschlagenen Definition verstanden:

"Beton ist ein Baustoff aus natürlichen oder künstlichen Zuschlagkörnern, die durch ein Bindemittel im flüssigen Zustand umhüllt werden (FRISCHBETON) und im erhärteten Zustand des Bindemittels von diesem dauerhaft verkittet sind (FESTBETON)".

Im gleichen Sinne definiert WISCHERS /2/ diesen Baustoff.

Nach dieser Definition läßt sich Beton als Mehrkomponenten-Baustoff verstehen, der aus Zuschlag und Bindemittel besteht, oder analog als Zwei-Phasen-System, bestehend aus Korn und Matrix.

Für den Zuschlag bzw. das Korn sind in der obengenannten Definition grundsätzlich keine Einschränkungen hinsichtlich Art, Form und Größe enthalten. Es sind deshalb

sowohl Schwerzuschläge, Normalzuschläge und Leichtzuschläge (vgl. WESCHE /3/) als auch Zuschläge mit dichtem oder porigem Gefüge (vgl. DIN 4226 /4/) zugelassen.

Entgegen der DIN 1045 /5/, die zusätzlich Betone von Mörteln durch das Kriterium eines Größtkorndurchmessers von > 4 mm unterscheidet, wird im folgenden unabhängig von den Größtkornabmessungen stets von Betonen gesprochen. Dies ist aus baustofflicher Sicht dann gerechtfertigt, wenn, wie von SCHORN /6/ erklärt, "ein Mörtel hinsichtlich Zuschlagart, Kornabstufung und Bindemittelbeschaffenheit betongleiches Gefüge aufweist, quasi als Beton mit geringem Größtkorndurchmesser anzusehen ist".

Für die andere Komponente, das Bindemittel, sind in der obengenannten Definition im Gegensatz zur DIN 1045, die als Bindemittel ausschließlich die Verwendung von Zement vorsieht, auch andere Stoffe, wie z.B. Asphalt, Kunststoffe bzw. Kunststoff-Zement-Kombinationen u.a. für die Funktion des Bindemittels denkbar.

Diese wenigen Beispiele zeigen, daß sich bei der allgemeinen Definition von Beton aufgrund der zahlreichen Arten von Zuschlägen und Bindemitteln eine außergewöhnlich große Zahl von Kombinationsmöglichkeiten ergibt, die innerhalb der Baustoffkunde einen eigenen Fachbereich "Betontechnologie" begründen und rechtfertigen. Bei der vorliegenden Arbeit ist daher eine sinnvolle Beschränkung auf ganz spezielle, jedoch häufig gebrauchte und in der Entwicklung befindliche Bereiche des Baustoffsystems Beton unerlässlich. Es wird daher nur der mit Abstand am meisten verwendete natürliche Zuschlag in die Untersuchungen einbezogen, ferner als Bindemittel Kunststoff und Zement in gegenseitigem Austausch von Null bis 100 % bzw. nur Zement, allerdings bei gleichzeitiger Zugabe von Fasern.

Damit ergeben sich dann prinzipiell drei Gruppen von Betonen:

- Die erste, den anderen beiden übergeordnete Gruppe umfaßt alle die Betone, deren Bindemittel ausschließlich aus Zement und Wasser besteht. Baustoffe dieser Zusammensetzung werden dann üblicherweise als ZEMENT-BETONE oder, wie im internationalen Sprachgebrauch üblich, als Cement Concrete (CC) bezeichnet. Dabei ist unerheblich, welche Zementart gewählt wird, doch werden nach SCHORN /6/ üblicherweise Portlandzemente bzw. Portlandzemente mit Zusatzstoffen im Sinne der deutschen Zementnorm DIN 1164 /7/ verwendet.
- Die zweite Gruppe beinhaltet solche Betone, deren Bindemittel entweder allein aus organischen Stoffen (Kunststoffen) oder aus einer Kombination von organischen und anorganischen Stoffen bestehen. Bei dieser Gruppe wird dann im allgemeinen von KUNSTSTOFFHALTIGEN BETONEN gesprochen (vgl. LOHAUS /8/). Eine international einheitliche Bezeichnung für diese Gruppe von Betonen existiert zur Zeit nicht.
- In der dritten Gruppe werden die Betone zusammengefaßt, deren Bindemittel aus anorganischen Stoffen besteht, und denen während des Mischvorgangs Fasern zugegeben werden. Für Art und Form der Fasern gelten hierbei keine Einschränkungen. Es sind sowohl Stahl-, Asbest-, Kunststoff- und Glasfasern als auch gerade und ringförmige Fasern angesprochen (vgl. WISCHERS /9/). Die Betone dieser Gruppe werden dann gewöhnlich als FASERVERSTÄRKTE BETONE oder entsprechend dem internationalen Sprachgebrauch als Fiber Reinforced Concrete (FRC) bezeichnet (vgl. POPOVICS /10/).

Die gewählte Einteilung der Betone ist im Bild 1 dargestellt.

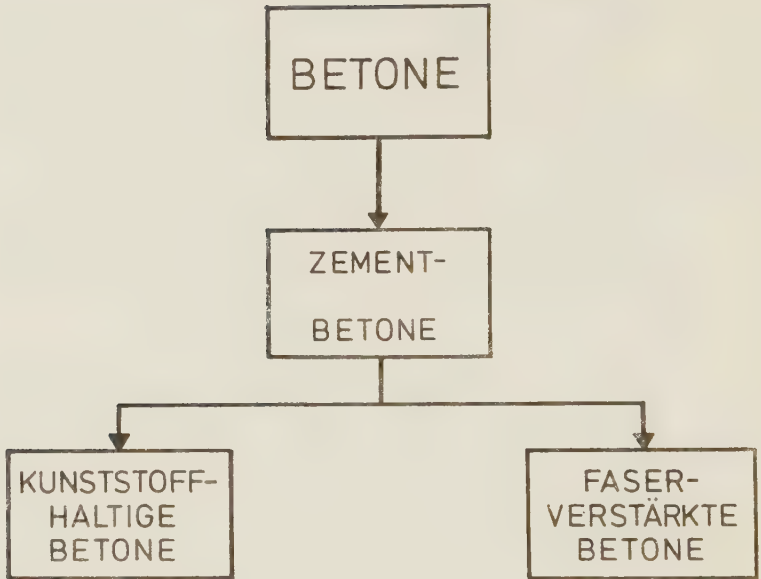


Bild 1: Einteilung der Betone nach ihrer Matrixzusammensetzung

Diese Klassifizierung der Betone hat den Vorteil, daß sich alle drei Gruppen unter die zu Anfang gegebene Definition des Baustoffs Beton einordnen lassen, grundsätzlich jedoch eine Unterscheidung nach der Zusammensetzung der Matrix getroffen wird.

1.2 Experimentelle Verfahren für die Prüfung von Betonen bei Zugbeanspruchung

Um Aussagen über das Verhalten von Betonen bei Zugbeanspruchung zu erhalten, werden vornehmlich Biegezugversuche oder Spaltzugversuche durchgeführt, wie die umfangreiche Literatur zeigt; zentrische Zugversuche sind in geringerer Zahl zu finden.

Dies liegt in der praktischen Handhabung der Biegezug- und Spaltzugversuche begründet. Ein Vergleich der mit den verschiedenen Prüfverfahren erzielten Ergebnisse zeigt, daß der aus Biegeversuchen errechnete Wert i.a. höhere Zugfestigkeiten liefert als der aus zentrischen Zugversuchen. Eine Erklärung für diese Diskrepanz wird in einer Studie von EIBL, IVANYI /11/ gegeben. Die Autoren führen die Festigkeitssteigerungen beim Biegezugversuch auf zwei wesentliche Einflüsse zurück:

- Erstens läßt sich bei den Biegezugversuchen eine Abhängigkeit der Festigkeit von der Größe der Biegezone und damit eine direkte Abhängigkeit vom Dehnungsgradienten feststellen, wie auch Versuche von AVRAM, FILIMON, MARINOV /12/ und KARAVAEV /13/ bestätigen.
- Zweitens zeigen statistische Überlegungen von HEILMANN, HILSDORF, FINSTERWALDER /14/ und DURELLI, PARKS /15/, daß die Bruchwahrscheinlichkeit im zentrischen Versuch wegen der äußerlich gleichmäßigen Dehnungsverteilung größer ist als bei Biegezugversuchen, wo nur in einem begrenztem Bereich die höchste Dehnung erreicht wird.

Ein noch größerer Unterschied in den Festigkeiten zwischen Biegezugversuch und zentrischem Zugversuch läßt sich feststellen, wenn Untersuchungen an faserverstärkten

Betonen vorgenommen werden. EDGINGTON /16/ führt das erhöhte Lastaufnahmevermögen stahlfaserverstärkter Proben auf den teilweise plastifizierten Spannungsblock in der Zugzone zurück, im Gegensatz zur linearen Spannungsverteilung bei unverstärkten Proben. Diese Spannungsumlagerung durch "Plastifizieren" wird bei der elastischen Berechnung der Zugfestigkeit nicht berücksichtigt, so daß man beim Biegezugversuch für die Zugfestigkeit höhere Werte als beim zentrischen Zugversuch erhält.

Diese Einflüsse sind bei Festigkeitsbetrachtungen generell zu berücksichtigen, und zwar unabhängig davon, ob es sich um einen Drei-Punkt- oder Vier-Punkt-Versuch handelt. Beim Drei-Punkt-Versuch wird der Probekörper bekanntlich in Probenmitte mit einer Einzellast, im Vier-Punkt-Versuch mit zwei Einzellasten in den Drittelpunkten belastet. Die letztgenannte Versuchsanordnung hat den Vorteil, daß im gesamten mittleren Drittel der Probe eine konstante Momentenverteilung und eine maximale Spannungsverteilung vorliegt. Beim Drei-Punkt-Versuch tritt dagegen theoretisch nur an einer Stelle eine maximale Spannungsverteilung auf, so daß diese Versuchsanordnung im Hinblick auf die Bruchwahrscheinlichkeit stets günstigere Werte für die Biegezugfestigkeit liefert als der Biegezugversuch mit zwei Einzellasten in den Drittelpunkten (vgl. WESCHE /5/).

Beim Spaltzugversuch liegt im Innern des Prüfkörpers ein relativ komplizierter mehrachsiger Spannungszustand vor (vgl. SELL /17/), der dadurch gekennzeichnet ist, daß im Krafteinleitungsbereich am Rande des Probekörpers hohe Druckspannungen auftreten, während im mittleren Teil der Probe ein Zugspannungszustand erreicht wird.

Eine Gegenüberstellung der qualitativen Spannungsverteilungen bei den drei Verfahren zeigt Bild 2.

Es wird deutlich, daß bei zentrischen Zugversuchen im Gegensatz zu den beiden genannten Verfahren ein gleichmäßiger, einachsiger Spannungszustand vorliegt, vorausgesetzt, es ist für eine entsprechende Krafteinleitung in die Probe gesorgt (vgl. Abschnitt 1.3).

Obwohl Biegezugversuche und Spaltzugversuche im Vergleich zu zentrischen Zugversuchen eindeutige Nachteile hinsichtlich der Spannungs- und Dehnungsverteilungen aufweisen, ist ihre Brauchbarkeit als Prüfkörper für die üblichen Qualitätsprüfungen nicht beeinträchtigt. Für Untersuchungen, die über die Ermittlung von Festigkeiten hinaus das zugspannungsbedingte Verformungsverhalten unterschiedlicher Betone erfassen sollen, eignen sich allein zentrische Zugversuche.

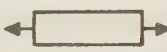
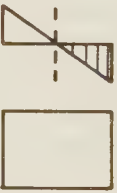
	BIEGEZUG- VERSUCHE		SPALTZUG VERSUCHE	ZENTRISCHE ZUGVERSUCHE
BELASTUNGS- PRINZIP				
BEREICHE MAXIMALER ZUGSPANNUNGEN				
SPANNUNGS- VERTEILUNG				

Bild 2: Qualitative Spannungsverteilungen beim Biegezug-, Spaltzugversuch und Zentrischen Zugversuch

1.3 Stand der Kenntnisse bei zentrischen Zugversuchen

Zentrische Zugversuche an Betonen erfordern im Vergleich zu Biegezugversuchen oder Spaltzugversuchen bereits eine relativ komplizierte Versuchstechnik. An die Technik werden noch höhere Anforderungen gestellt, wenn es darum geht, über die Ermittlung von Festigkeiten hinaus auch das Verformungsverhalten von weniger duktilen Betonstrukturen zu erfassen. Im folgenden soll ein Überblick über die bisherigen Entwicklungen auf dem Gebiet der zentrischen Zugversuche gegeben werden.

Im Bereich der faserverstärkten, speziell der stahlfaserverstärkten Betone sind zentrische Zuguntersuchungen in der Literatur häufig anzutreffen; sie wurden u.a. von SHAH, RANGAN /18/, HUGHES, FATTUHI /19/, EDGINGTON, HANNANT, WILLIAMS /20/, JOHNSTON, GRAY /21/, JOHNSTON, COLEMAN /22/, MUHIDIN /23/, KOMLOS /24/ und SHAH, NAA-MAN /25/ durchgeführt.

Die bei diesen Versuchen angewendeten Versuchstechniken basieren auf den Erfahrungen, die in früheren Untersuchungen zur Zugfestigkeit an Zementbetonen gewonnen werden konnten. So führten einige der genannten Autoren zentrische Zugversuche an Stahlfaserbetonproben mit der gleichen oder einer geringfügig geänderten Versuchstechnik durch, die sich ihrer Meinung nach bei Untersuchungen an Zementbetonen bereits bewährt hatte. Als Beispiele sei hier auf die frühen Arbeiten von KOMLOS /26/, JOHNSTON /27/, JOHNSTON, SIDWELL /28/ und HUGHES, ASH /29/ verwiesen.

Bei diesen Arbeiten wurden Proben mit verschiedenen Formen, Abmessungen und Querschnitten verwendet. Es gibt sowohl Proben mit rechteckigem oder rundem Querschnitt als auch Proben, die zum Probenende konisch verlaufen.

Die unterschiedlichen Formen ergeben sich dabei zwangsläufig durch die Art der Krafteinleitung, die für die jeweiligen Versuche gewählt wurde. Eine Übersicht über die verwendeten Probengeometrien und Arten der Krafteinleitung zeigt Tabelle 1.

Es lassen sich nach RILEM /30/ prinzipiell vier Arten der Krafteinleitung unterscheiden:

- Krafteinleitung über einbetonierte Verankerungen
- Krafteinleitung über seitliche Greifwerkzeuge
- Krafteinleitung über Klemmvorrichtungen bei speziellen Probenformen
- Krafteinleitung über Klebeverbindungen

Als Beispiel für die erstgenannte Methode sollen hier die Versuche von MUHIDIN /23/ und SHAH, RANGAN /18/ angesprochen werden. Bei diesen Versuchen werden in die Enden einer Probe, deren mittlerer Teil eine taillenartige Einschnürung aufweist, Gewindestäbe bzw. Bolzen während der Herstellung miteinbetoniert.

Im ersten Fall wird dann durch eine entsprechende Befestigungstechnik die Kraft in den Gewindestab und dann über den Verbund zwischen Stab und Beton in die Probe eingeleitet.

Im zweiten Beispiel sorgen die Stahlplatten mit den angeschweißten Bolzen für die Einleitung der Zugkräfte.

Als kritische Punkte bei dieser Art der Krafteinleitung werden von ELVERY, HAROUN /31/ das Problem der Verbund-sicherung und die Schwierigkeiten der exakten Zentrierung genannt.

Für die zweite Art der Krafteinleitung seien exemplarisch die Versuche von EDGINGTON, HANNANT, WILLIAMS /20/

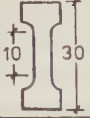
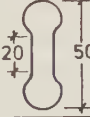
Autoren	Probengeometrien		Arten der Krafteinleitung
	Längs-schnitt	Quer-schnitt	
Shah Rangan			
Muhidin			
Edgington Hannant			
Johnston Gray			
Hughes Fattuhi			
Komlos			
Shah Naaman			
Shah Ströeven Dahlhuisen			
Schorn Vissmann			

Tabelle 1: Probengeometrien und Arten der Krafteinleitung

und JOHNSTON, GRAY /21/ genannt. Die kraftschlüssige Verbindung wird hier durch einen Scherenkopf erreicht, der sich im Moment der Lastaufbringung an den Enden der rechteckigen Probekörper infolge der Scherenwirkung festklemmt. Während bei diesem Verfahren die Zentrierung keine Probleme macht, läßt sich die Frage, für welchen Probenbereich eindeutig ein einachsiger Spannungszustand angenommen werden kann, nicht zufriedenstellend klären.

Bei der dritten Methode werden die Probekörper an ihren Enden so gestaltet, daß sich mit Hilfe einer geeigneten Klemmvorrichtung die kraftschlüssige Verbindung herstellen läßt. Eine solche Art der Krafteinleitung wird bei den Versuchen von HUGHES, FATTUHI /19/ und KOMLOS /24/ benutzt. Während erstgenannte als Proben einen zylindrischen Querschnitt wählen, der sich an den Enden konisch verbreitert, verwendet letztgenannter Autor Proben mit rechteckigem Querschnitt, deren Enden "knochenförmig" ausgebildet sind.

Nachteile dieser Methoden sind bei der Herstellung der Proben zu sehen, da, abhängig von der Betonierrichtung, eine Beeinträchtigung der Kontinuität der Mischung und damit qualitative Inhomogenitäten im Beton zu erwarten sind. Mit weiteren herstellungsbedingten Einflüssen ist dann zu rechnen, wenn stahlfaserverstärkte Betone untersucht werden. Je nach Form und Abmessung der verwendeten Schalung bewirken die Vibrationen während des Verdichtens eine bevorzugte Orientierung der Stahlfasern innerhalb der Probe, wie Untersuchungen mit anderer Zielsetzung von STILLER /32/ belegen. Für Untersuchungen an stahlfaserverstärkten Betonen, bei denen die Fasern zufällig orientiert sein sollen, lassen sich derartige Proben nicht verwenden. Damit ist diese Methode der Krafteinleitung nur für spezielle Zielsetzungen uneingeschränkt anwendbar.

Die vierte Art der Krafteinleitung wurde durch die Fortschritte der kunststoffverarbeitenden Industrie ermöglicht. Bei dieser Methode werden die Proben mit speziellen Stahlhalterungen durch Kleben verbunden. Solche Art der Krafteinleitung wurde zunächst ausschließlich für Zuguntersuchungen an Zementbetonen benutzt, wie die Veröffentlichungen von HUGHES, ASH /29/, BONZEL /33/ u. RÜSCH HILSDORF /34/ zeigen. Später wurden auch zentrische Zugversuche an stahlfaserverstärkten Proben unter Verwendung von Klebeverbindungen zur Krafteinleitung durchgeführt, wie Untersuchungen von MUHIDIN /23/ belegen.

Als Kleber werden Epoxidharze oder Zweikomponentenkleber auf anderer Harzbasis eingesetzt. Der Vorteil dieser Art der Krafteinleitung ist darin zu sehen, daß bei sorgfältiger Präparation der Klebeflächen und geeigneter Klebetechnik in Kombination mit einer problemgerecht ausgebildeten Stahlhalterung eine optimale Krafteinleitung in die Probe erfolgen kann. Dabei muß die exakte Zentrierung der Probe stets gewährleistet sein. Ein einachsiger Spannungszustand innerhalb der Probe ist dann garantiert.

Unabhängig von der gewählten Art der Krafteinleitung gilt für alle genannten Arbeiten, daß die angewendeten Versuchstechniken vorwiegend zur Festigkeitsermittlung geeignet sind, und Verformungen bzw. Dehnungen nur bis zum Erreichen der Maximallast eindeutig erfaßt werden. Aussagen zum Verformungsverhalten nach Überschreiten der Höchstlast können aus solchen zentrischen Zugversuchen nicht gewonnen werden.

Mitunter trifft man in der den Stahlfaserbeton betreffenden Literatur jedoch Last-Verformungsbeziehungen an, wie sie bei NAAMAN, MOAVENZADEH, MCGARRY /35/ und SHAH, RANGAN /18/ zu sehen sind. Der Verlauf dieser Material-

kennlinien ist durch einen plötzlichen Lastabfall nach Überschreiten der Zugfestigkeit mit einem anschließenden erneuten Maximum nach entsprechender Wiederbelastung gekennzeichnet. Das in solchen Kurven charakteristische zweite Lastmaximum wird in der Literatur im allgemeinen als "Nachbruchfestigkeit" oder wie im angelsächsischen Sprachgebrauch üblich als "maximum postcracking stress" bezeichnet.

Diese Form der Last-Verformungsbeziehungen ist aber nicht als typisches Materialverhalten eines stahlfaser-verstärkten Betons bei einachsiger Zugbeanspruchung anzusehen, sondern ist, wie bei VISSMANN /36/ erläutert, im wesentlichen auf prüftechnische Unzulänglichkeiten bei der Regelung der Prüfmaschine zurückzuführen.

Grundsätzlich andere Last-Verformungsbeziehungen wurden von SHAH, STROEVEN, DALHUISEN, STEKLENBURG /37/ und SCHORN, VISSMANN /38/ ermittelt, wie Bild 3 zeigt.

Zugspannung σ_b in N/mm^2

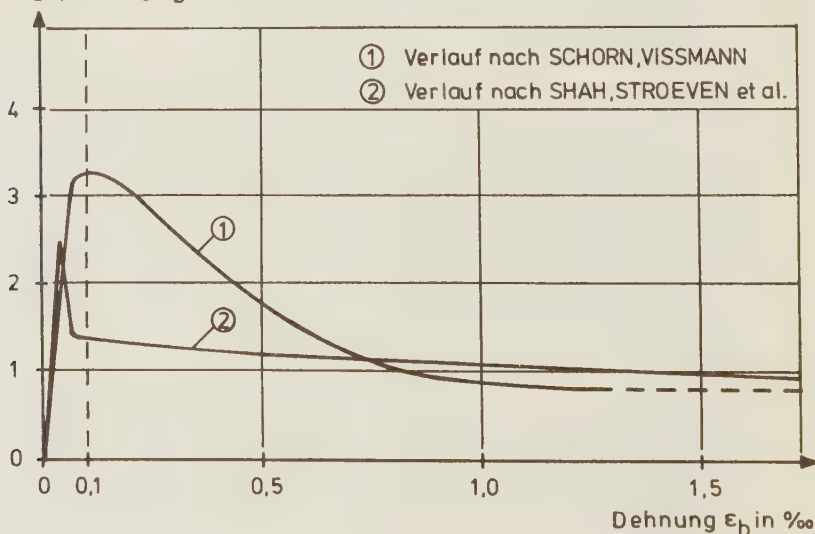


Bild 3: Spannungs-Dehnungslinien aus zentrischen Zugversuchen an stahlfaserverstärkten Betonen

Diese oder ähnliche Kurven resultieren aus zentrischen Zugversuchen, die nach dem "Kraftnebenschlußprinzip" durchgeführt werden. Dies bedeutet, daß im Versuchsaufbau parallel zum Probekörper Stahlstangen angeordnet sind, die gemeinschaftlich mit der Probe die von der Prüfmaschine aufgebrachte Zugbelastung aufnehmen. Eine derartige Vorgehensweise hat den Vorteil, daß die im Moment der Rißöffnung freiwerdende Energie, die durch das Rückfedern der elastischen Dehnungen in Probe, Kraft-einleitungsgestänge und Prüfmaschine entsteht, von den Stahlstangen aufgefangen wird, und somit ein vorzeitiger völliger Trennbruch vermieden wird. Mit einer solchen Versuchstechnik lassen sich dann die in Bild 3 dargestellten Spannungs-Dehnungslinien ermitteln, die durch einen vorhandenen "abfallenden Kurvenast" nach Überschreiten der Höchstlast gekennzeichnet sind. Während Kurve ② noch einen steilen Abfall im Bereich der Maximallast aufweist, zeigt Kurve ① einen stetigen Übergang vom aufsteigenden zum abfallenden Ast. Der Verlauf ist nach SCHORN /39/ durch das aufgrund des Faser-auszugs kontinuierliche reibungsbedingte Abfallen der Spannung bei wachsender Dehnung charakterisiert.

Der Unterschied im abfallenden Ast bei den beiden Spannungs-Dehnungslinien läßt sich durch die unterschiedliche Art der Prüfmaschinenregelung erklären. Während die Versuche von SHAH, STROEVEN, DALHUISEN, STECKLENBURG /37/ kraftgeregelt durchgeführt wurden, wählten SCHORN, VISSMANN /36/ bei ihren Versuchen eine Verformungsregelung der Prüfmaschine.

Diese Begriffe sind in der Materialprüfung hinreichend bekannt. Es erscheint daher zunächst verwunderlich, daß SHAH, STROEVEN, DALHUISEN, STECKLENBURG /37/ mit einer Kraftregelung einen abfallenden Ast ermitteln konnten. Dies wird einerseits durch

eine auf die speziellen Probenabmessungen abgestimmte geringe Belastungsrate, andererseits durch das Kraftnebenschußprinzip erreicht, das die aus der Probe freierwerdenden Energien ausreichend absorbieren und die kraftschlüssige Verbindung auch weiterhin sicherstellen kann. Diese Kombination aus Versuchsaufbau und -steuerung ermöglicht die kontrollierte Regelung bis zum endgültigen Trennbruch der Probe trotz der Kraftregelung.

Eine andere Möglichkeit stellt die von SCHORN, VISSMANN /38/ verwendete verformungsschlüssige Regelung der Prüfmaschine dar. Bei dieser Art der Regelung ist es möglich, die Reißentstehung und -öffnung durch die sofort erfolgende Rückregelung der Belastung kontrolliert zu verfolgen und damit die in der Probe auftretenden Verformungen im unmittelbaren Versagensbereich eindeutig zu erfassen. Aus solchen verformungsgeregelten zentrischen Zugversuchen lassen sich dann klare Aussagen zum Spannungs- und Dehnungsverhalten von stahlfaserverstärkten Betonen bei einachsiger Zugbeanspruchung ableiten, insbesondere über den Bereich des abfallenden Astes.

In der Gruppe der Zementbetone sind Spannungs-Dehnungslien mit abfallendem Ast aufgrund nicht ausgereifter Versuchstechnik kaum zu finden. In Untersuchungen von REINHARDT /40/ und REINHARDT, CORNELISSEN /41/ wird die Forderung nach einem geeigneten Meßverfahren teilweise erfüllt.

In diesem Versuchsprogramm werden zentrische Zuguntersuchungen an konventionellen Konstruktionsbetonen durchgeführt, bei denen sowohl bei statischer Beanspruchung als auch bei wiederholter und wechselnder Beanspruchung Spannungs-Verformungsbeziehungen ermittelt werden. Dies geschieht durch Bildung einer Hüll-

kurve. Die Last-Verformungsbeziehungen werden jedoch an solchen Proben ermittelt, die im Bereich des zur Meßwerterfassung und Regelung dienenden Verformungsaufnehmers eine eingeprägte Kerbe aufweisen. Durch die auf diese Weise vorgegebene "Sollbruchstelle" wird eine Rißbildung nur in diesem speziellen Probenbereich ermöglicht; eine zufällige, durch Unzulänglichkeiten des Materialgefüges bedingte Rißbildung kann bei solchen Versuchen nicht ermittelt werden.

Zusammenfassend kann folgendes festgestellt werden:

Es ist in der Vergangenheit eine Vielzahl von zentrischen Zugversuchen an verschiedenen Betonen durchgeführt worden, bei denen unterschiedliche Krafteinleitungssysteme und Probekörperformen verwendet wurden. Den meisten Versuchsanordnungen ist gemeinsam, daß sie vorwiegend für die empirische Ermittlung von Festigkeiten ausgelegt sind; das Verformungsverhalten, insbesondere das nach Erreichen der Höchstlast, findet wenig Beachtung. Dies liegt u.a. an der gewählten Versuchstechnik, die nicht in der Lage ist, die während der Rißöffnung freiwerdenden Energien in der Weise zu absorbieren, daß der vorzeitige Trennbruch des Probekörpers vermieden werden kann.

Auf dem Gebiet der stahlfaserverstärkten Betone sind erste Schritte zur Lösung der versuchs- und meßtechnischen Probleme unternommen worden. Dazu gehört die Entwicklung einer Versuchstechnik, die gemeinhin als Kraftnebenschußprinzip bezeichnet wird. Dieses Verfahren ist dadurch gekennzeichnet, daß parallel zum Probekörper Stahlstangen angeordnet sind, die gemeinsam mit der Probe die von der Prüfmaschine aufgebrachte Last aufnehmen. Diese Vorgehensweise hat den Vorteil, daß die im Moment

der Rißöffnung freiwerdende Energie von den Stahlstangen aufgefangen wird, und das vorzeitige Versagen der Probe ausgeschlossen ist. Mit einer solchen Versuchstechnik sind in Verbindung mit einer geeigneten Meß- und Regeltechnik zentrische Zugversuche durchgeführt worden, aus denen zumindest für i.a. als duktil geltende Stoffe, wie sie bei stahlfaserverstärkten Betonen vorliegen, Last-Verformungsbeziehungen mit abfallendem Ast abgeleitet werden können.

Für Untersuchungen an kunststoffhaltigen Betonen und insbesondere an Zementbetonen, deren Gefüge dem eines spröden Stoffes nahe kommen, existieren zur Zeit keine geeigneten Verfahren.

Ein von REINHARDT, CORNELISSEN /41/ entwickeltes Verfahren ermöglicht zwar die indirekte Ermittlung von zugbedingten Spannungs-Dehnungslinien durch Bildung von Hüllkurven, die Verwendung von gekerbten Proben führt aber dazu, daß die zufällige, durch Unzulänglichkeiten des Materials bedingte Rißbildung aufgrund der vorgegebenen Sollbruchstelle nicht erfaßt werden kann.

Es ist deshalb die Entwicklung einer Versuchsmethode erforderlich, die neben der Verwendung des Kraftneben-schlußprinzips über eine Meß- und Regeltechnik verfügt, die es ermöglicht, auch an spröden Stoffen ohne Vorgabe von Sollbruchstellen Last-Verformungsbeziehungen mit abfallendem Ast zu ermitteln.

1.4 Ziel der Arbeit

Der Überblick über den Stand der Kenntnisse zeigt, daß aus Zugversuchen gewonnene vollständige Spannungs-Dehnungslinien mit abfallendem Ast bisher nur für wenige spezielle Betone vorliegen. Aufgrund dieser wenigen experimentellen Daten ist es nicht möglich, quantifizierte Aussagen über das zugspannungsbedingte Verformungsverhalten verschiedener Betone, insbesondere für den Bereich nach Überschreiten der Höchstlast, zu erhalten. Ziel der Arbeit ist es, basierend auf den mit Hilfe einer speziellen Versuchstechnik zu ermittelnden vollständigen Spannungs-Dehnungslinien neue Erkenntnisse über das Bruch- und Verformungsverhalten verschiedener Betone bei einachsiger Zugbeanspruchung zu gewinnen. Darüber hinaus sollen die Ergebnisse dazu dienen, die Anwendbarkeit bestimmter, für die Betone bisher verwendete, bruchmechanische Modelle zu überprüfen und gegebenenfalls zu verbessern. Es sind damit Arbeiten auf im wesentlichen drei Bereichen erforderlich:

Der erste Bereich umfaßt die konsequente Weiterentwicklung einer in den Ansätzen recht gut funktionierenden Versuchstechnik für einachsige Zuguntersuchungen. Das Ziel dieser Entwicklung soll sein, daß nicht nur ausschließlich duktile Betone auf ihr zugspannungsbedingtes Verformungsverhalten - einschließlich der besonderen Vorgänge nach Überschreiten der Maximallast - untersucht werden können, sondern daß mit der neuen Versuchstechnik Last-Verformungskurven mit abfallendem Ast für solche Betone ermittelt werden können, denen im allgemeinen ein sprödes Verhalten zugeschrieben wird. Derartige Betone sind z.B. ein kunststoffhaltiger Beton mit geringen organischen Anteilen oder ein konventioneller, praxisüblicher Konstruktionsbeton. Diese Zielvorgabe erfordert die systematische

Modifizierung und Verfeinerung der Meß- und Regeltechnik, so daß eine auf die in der unmittelbaren Versagenszone auftretenden Verformungen abgestimmte Steuerung der Prüfmaschine erreicht wird.

Der zweite Bereich der zu leistenden Arbeiten steht in direktem Zusammenhang mit der Entwicklung der neuen Versuchstechnik. In dem geplanten Experimentalprogramm sollen nicht nur in rein empirischer Vorgehensweise Materialkennwerte ermittelt werden, sondern es sollen Erkenntnisse über die Besonderheiten im Verformungsverhalten bei verschiedenen Betonen gewonnen werden. Diese Zielvorstellung macht Untersuchungen erforderlich, bei denen eine gezielte Veränderung der Betone hinsichtlich ihres Verformungsverhaltens möglich ist. Dies soll durch geeignete Modifikation der Matrix mit Hilfe von Kunststoff- und Faserzugabe erreicht werden.

Der dritte Bereich beinhaltet bruchmechanische Betrachtungen, mit deren Hilfe die erzielten Ergebnisse analysiert werden können. Dabei sollen gängige Modelle auf ihre Anwendbarkeit auf verschiedene Betone kritisch untersucht und, wenn erforderlich und möglich, erweitert werden. Diese Arbeiten sollen dann weitere Grundlagen zum Verständnis der Bruchvorgänge verschiedener Betone bei einachsiger Zugbeanspruchung schaffen.

2. Theoretische Betrachtungen zur Betonstruktur

2.1 Allgemeines

Für theoretische Betrachtungen ist die Einteilung der Betone in Zementbetone, kunststoffhaltige Betone und faserverstärkte Betone sinnvoll, wie sie bereits in Abschnitt 1.2 vorgenommen worden ist. Dabei wird nach der grundsätzlichen Zusammensetzung innerhalb der Matrixstruktur unterschieden, Variationen der Zuschlageigenschaften werden bei dieser Einteilung nicht berücksichtigt.

Die Gruppe der Zementbetone ist in den gegebenen Definitionen bereits hinreichend abgegrenzt, für die Gruppe der kunststoffhaltigen Betone und die der faserverstärkten Betone ist jedoch eine detailliertere Spezifizierung nach der jeweiligen Bindemittelzusammensetzung erforderlich.

In den beiden folgenden Abschnitten werden deshalb zunächst die kunststoffhaltigen Betone, daran anschließend die bei den faserverstärkten Betonen möglichen Faserarten und -typen genauer betrachtet.

2.2 Kunststoffhaltige Betone

Auf dem Gebiet der kunststoffhaltigen Betone ist bisher viel Forschungsarbeit betrieben worden, wie die von CZARNECKI /42/ genannten Zahlen von über dreitausend Veröffentlichungen und mehr als zweitausend Patenten zeigen. Auch die umfangreiche Zusammenstellung der amerikanischen Arbeiten auf diesem Gebiet von CORNELIUSSEN und SHMORHUN /43/ unterstreicht die Bedeutung dieses Forschungssektors.

Nach einer in der internationalen Literatur üblichen Vorgehensweise wird bei den kunststoffhaltigen Betonen eine grundsätzliche Einteilung in PIC, PCC und PC vorgenommen. Diese ist u.a. auch in Veröffentlichungen von SCHORN /4/, POPOVICS /10/, CZARNECKI /42/ und OHAMA /44/ zu finden.

Darin bedeuten:

- PIC (Polymer Impregnated Concrete)

Beim PIC werden die Kapillarporen eines Zementsteins mit einem Monomer gefüllt; die Polymerisation erfolgt anschließend im Porenraum des Betons in situ. Deutschsprachige Bezeichnungen sind gewöhnlich HARZGETRÄNKTER BETON oder auch POLYMERISIERTER BETON (vgl. SCHORN /45/).

- PCC (Polymer Cement Concrete)

Beim PCC werden dem anorganischen Zement solche organischen Zusätze im Frischbeton zugegeben, die nach der Polymerbildung gemeinschaftlich mit dem Zement die Bindemittelfunktion im Festbeton übernehmen. In der deutschsprachigen Literatur wird vom HARZMODIFIZIERTEN BETON gesprochen.

- PC (Polymer Concrete)

Beim PC werden den anorganischen Zuschlägen ausschließlich organische Zusätze als Bindemittel zugegeben, so daß nach Aushärtung des Polymers ein Festbeton entsteht, bei dem der Kunststoff allein die Bindemittelfunktion ausübt. Die übliche Bezeichnung in der deutschsprachigen Literatur ist REAKTIONSHARZBETON oder HARZBETON.

In Bild 4 ist in Anlehnung an LOHAUS /8/ eine schematische Darstellung der drei Arten kunststoffhaltiger Betone zu sehen:

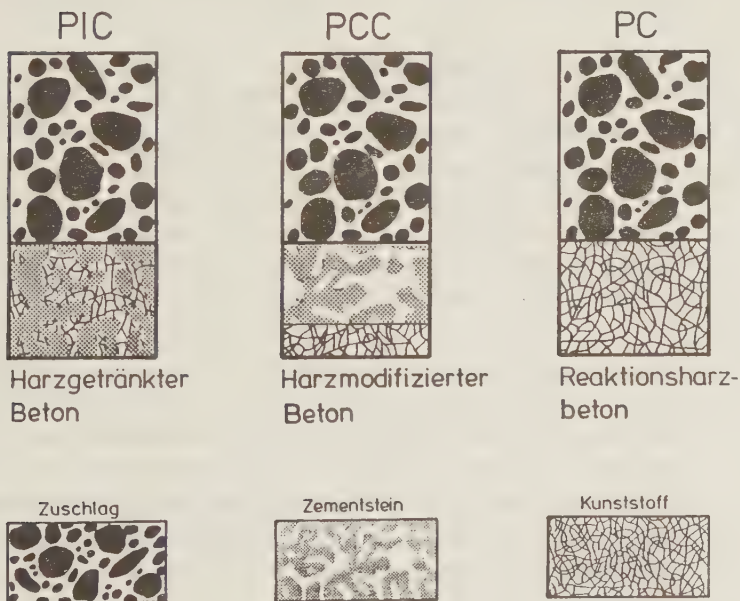


Bild 4: Arten kunststoffhaltiger Betone

Diese drei Arten von kunststoffhaltigen Betonen unterscheiden sich nur durch eine andere Zusammensetzung des Bindemittels, also allein durch unterschiedliche Anteile an organischen und/oder anorganischen Stoffen. Eine Beschränkung auf bestimmte Typen organischer Zusatzstoffe ist bei dieser Einteilung nicht gegeben. Es ist prinzipiell jede Art von Kunststoffen denkbar, wenn sie nur in der Lage ist, im erhärtenden bzw. erhärteten Zementstein eine Polymerstruktur zu bilden.

Bei den harzmodifizierten Betonen (PCC) wird gelegentlich eine Unterteilung in "premixed polymerisation" und "postmixed polymerisation" vorgenommen, wie sie beispielsweise bei POPOVICS /46/ anzutreffen ist:

Zur ersten Gruppe gehören danach die Kunststoffe, die bereits als fertiges Polymer in den Beton eingebracht werden und allgemein unter dem Namen "Thermoplastische Dispersionen" bekannt sind. Beispielhaft seien hier Verbindungen wie Polyvinylacetate, Styrol-Butadiene und Polyacrylsäureester erwähnt. Eine ausführliche Abhandlung über die Eigenschaften von "Thermoplastischen Dispersionen" ist bei GIERLOFF /47/ nachzulesen.

Mit der Bezeichnung "postmixed polymerisation" sind dann die Zusatzstoffe angesprochen, die als monomere Komponenten dem Frischbeton zugegeben werden und deren Polymerisation zeitlich auf die Hydratation des Zementes abgestimmt ist. Mit solchen Stoffen modifizierte Betone werden nach einer Definition von SCHORN /4/ als "Reaktionsharzmodifizierte Betone" bezeichnet.

Im Vergleich zu den thermoplastischen Dispersionen werden nach dem ACI COMMITTEE 548 /48/ den reaktionsharzmodifizierten Betonen die größeren Zukunftschancen gegeben.

Als typische Vertreter der letztgenannten Gruppe sind die epoxidharzmodifizierten Betone zu nennen, die in den letzten Jahren Gegenstand der Forschungsarbeiten in der Arbeitsgruppe Materialtechnologie der Ruhr-Universität Bochum waren.

Über die historische Entwicklung und das Festigkeits- und Verformungsverhalten dieser Art Betone wird von LOHAUS /8/ berichtet. Untersuchungen der lastunabhängigen Eigenschaften von epoxidharzmodifizierten Betonen und Mörteln führten SCHORN, BUDNIK /49/ durch; Fragen zur Dauerhaftigkeit derartiger Betone werden in einer Veröffentlichung von BUDNIK /50/ diskutiert.

2.3 Faserverstärkte Betone

In der Definition der faserverstärkten Betone sind generell alle denkbaren Faserarten und -typen zugelassen, die geeignet sind, das relativ kleine Tragvermögen und die geringe Dehnfähigkeit des Betons bei Zugbeanspruchung zu erhöhen.

Von der Vielzahl natürlicher oder künstlicher Stoffe werden von DAHMS /51/ als meistverwendete Faserarten die Kunststofffasern, die Glas- und Asbestfasern und die Stahlfasern genannt.

Die Kunststofffasern sind wegen ihres geringen Elastizitätsmoduls vorwiegend im jungen Beton wirksam; die Anwendung von ungeschützten Glasfasern setzt eine hinreichende Alkalibeständigkeit voraus. Die Frage nach der zukünftigen Bedeutung von Asbestfasern bleibt nach dem 19- FRC COMMITTEE /52/ aufgrund der bei der Anwendung auftretenden erhöhten Gesundheitsrisiken zunächst unbeantwortet. Die Stahlfasern weisen wegen des höheren Elastizitätsmoduls und der Alkalibeständigkeit günstige Voraussetzungen für die Anwendung im Beton auf.

Die Bedeutung des mit Stahlfasern verstärkten Betons wird durch die in den sechziger und siebziger Jahren intensiven Forschungsarbeiten unterstrichen. Dabei ist die Idee des Stahlfaserbetons nicht neu. Nach ZERNA /53/ wird die Zugabe von Stahlfasern bereits in einer französischen Patentschrift aus dem Jahre 1923 erwähnt und in den folgenden Jahren in gewissen begrifflichen Abwandlungen immer wieder aufgegriffen. Die systematische Untersuchung der Eigenschaften des Stahlfaserbetons erfolgte jedoch erst in neuerer Zeit und zwar vorwiegend in den USA, Großbritannien, der Bundesrepublik und einigen anderen europäischen Ländern.

Nach heutigem Verständnis wird unter Stahlfaserbeton ein Baustoff verstanden, der nach SCHORN /39/ "alle zementgebundenen Normal- und Leichtbetone mit dichtem Gefüge umfaßt, denen beim Mischen kurze Fasern aus Stahl beigemischt werden".

Die Faserdurchmesser liegen etwa zwischen 0,1 mm und 0,8 mm, die Länge beträgt nach WISCHERS /9/ üblicherweise das Hundertfache des Durchmessers; sie erreicht damit Abmessungen zwischen 10 mm und 80 mm. Der Faseranteil liegt gewöhnlich bei 1 bis 2 Volumenprozent an der Betonmischung.

Ein Baustoff gemäß dieser Konvention wird im Rahmen dieser Arbeit als STAHLFASERVERSTÄRKTER BETON oder kurz STAHLFASERBETON bezeichnet.

2.4 Mögliche Bindemittelstrukturen

In den beiden letzten Abschnitten sind Möglichkeiten genannt worden, wie sich unterschiedliche Betonstrukturen erzeugen lassen, die hinsichtlich ihrer Zuschlagseigenschaften identisch sind, sich aber aufgrund ihrer Matrixzusammensetzung unterscheiden.

In Bild 5 sind die möglichen Betonstrukturen, und zwar der konventionelle Zementbeton, der faserverstärkte Beton und die drei Gruppen der kunststoffhaltigen Betone, in einer Graphik zusammengestellt und so angeordnet worden, daß strukturelle Verwandtschaften deutlich werden.

Direkte strukturelle Verwandtschaften sind durch eine Verknüpfung in durchgezogener Linienführung gekennzeichnet. So läßt sich ein Zementbeton einerseits durch Harz- oder Faserzugabe im Frischbeton unmittelbar in einen harzmodifizierten bzw. einen faserverstärkten Beton überführen, andererseits entsteht durch nachträgliche Füllung des Kapillarporenraums eines Zementbetons mit Harzen eine Betonstruktur, die als harzgetränkter Beton definiert ist. In gleichem Maße steht der Harzbeton dem harzmodifizierten Beton strukturell sehr nahe, wenn man ihn als Extremwert der letztgenannten Gruppe ansieht, also als harzmodifizierten Beton mit einem Harzanteil von 100 % und einem Zementanteil von 0 %. Die in dieser Graphik mit unterbrochener Linienführung verbundenen Gruppen stellen prinzipiell mögliche Strukturverwandtschaften dar, die für die praktische Anwendung allerdings von geringer Bedeutung sind. Es ist daher grundsätzlich möglich, den Porenraum eines stahlfaserverstärkten Betons zusätzlich mit Harzen zu füllen, wie Untersuchungen an mit MMA getränkten Stahlfaserproben von SCHORN, VISSMANN /54/ zeigen. Eine Betonstruktur, deren Bindemittel aus einer Harz-Zementkombination

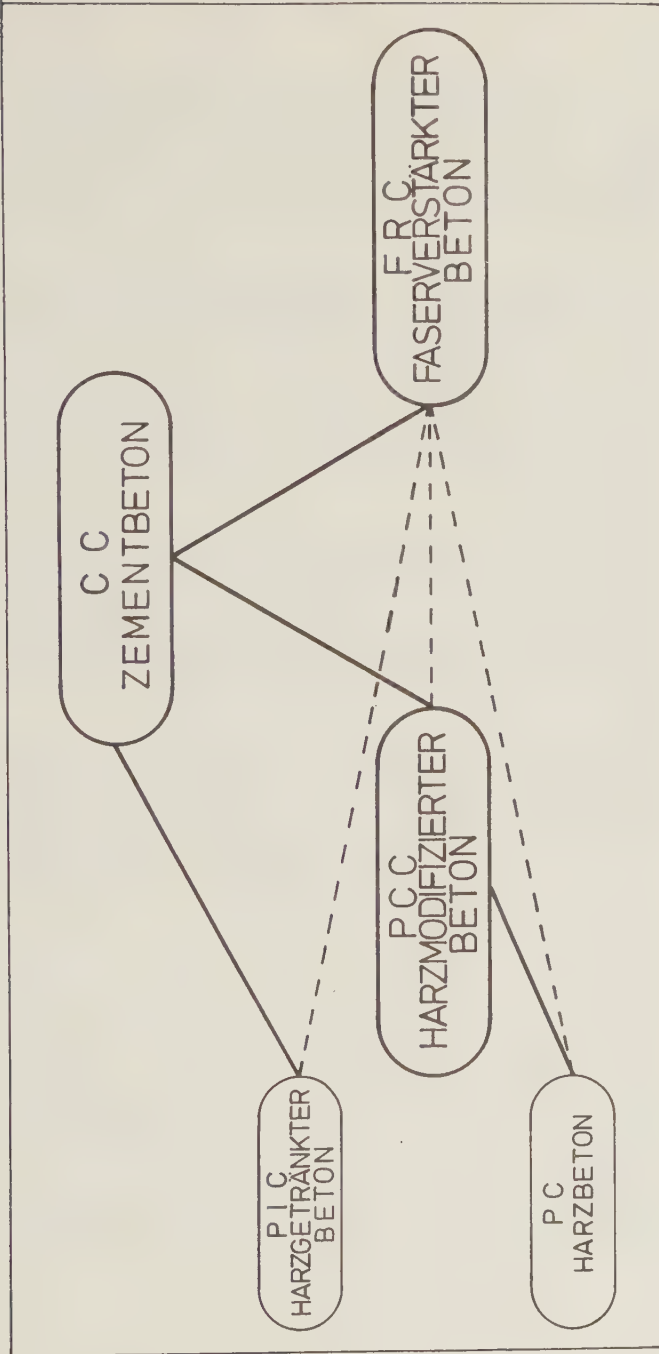


Bild 5: Strukturelle Verwandtschaften von Betonen mit verschiedener Matrix

gebildet wird, jedoch eine zusätzliche Verstärkung durch Stahlfaserzugabe enthält, ist dann ebenfalls denkbar, wie die experimentellen Arbeiten mit "polymer latex-cement-steel fibre composites" von BENTUR /55/ belegen.

Die Graphik in Bild 5 verdeutlicht, daß die einzelnen Gruppen grundsätzlich strukturelle Ähnlichkeiten aufweisen und daß geeignete Variationen einzelner Parameter, wie Harz- oder Fasergehalt, gezielte Strukturvariationen bewirken. Solche Strukturvariationen beeinflussen auch zwangsläufig das Verformungsverhalten. Untersuchungen, bei denen das Verformungsverhalten unter Berücksichtigung der Betonstruktur im Vordergrund steht, werden sinnvollerweise als strukturorientierte Arbeiten bezeichnet. Eine Sichtung der Literatur im Hinblick auf experimentelle oder theoretische Untersuchungen, die strukturorientiert vorgehen, führt zu dem Ergebnis, daß solche Arbeiten selten zu finden sind.

Für die geplanten experimentellen Untersuchungen ist es deshalb erforderlich, daß bereits bei der Versuchsplanung berücksichtigt wird, in welcher Weise eine strukturorientierte Vorgehensweise verifiziert werden kann.

2.5 Strukturorientierte Versuchsplanung

Im letzten Kapitel wurde auf die Notwendigkeit einer strukturorientierten Vorgehensweise hingewiesen. Mit dieser Zielsetzung werden an die Versuchsplanung insbesondere zwei Anforderungen gestellt:

Zum einen muß eine geeignete Methode gefunden werden, mit der gezielte Strukturveränderungen bewirkt werden können, zum anderen muß sichergestellt werden, daß das unterschiedliche Verformungsverhalten der einzelnen Baustoffe unter Berücksichtigung der speziellen Stoffstruktur zutreffend gemessen und dann erklärt werden kann.

Der Forderung nach einer gezielten Strukturvariation kann durch die Zugabe von Fasern und Kunststoffen entsprochen werden. Für das Versuchsprogramm sollen dazu handelsübliche Stahlfasern und ein spezielles wasseremulgierbares Epoxidharzsystem verwendet werden. Durch eine derartige Modifizierung des Bindemittels entstehen Betonstrukturen, die verschiedene Festigkeits- und Verformungseigenschaften aufweisen. Das veränderte Verhalten des Baustoffes ist dann durch die Eigenschaften der einzelnen Komponenten des Bindemittels bzw. deren spezielles Zusammenwirken geprägt.

Dabei darf jedoch nicht angenommen werden, daß sich die Eigenschaften der einzelnen Elemente gemäß ihrem Anteil an der jeweiligen Baustoffzusammensetzung überlagern und damit bei Kenntnis der Vor- und Nachteile der Einzelkomponenten nach dem Superpositionsprinzip auf die Eigenschaften des Mehrkomponentenbaustoffes geschlossen werden kann. Eine solche Vorgehensweise kann zu falschen Erwartungen führen, wie beispielsweise frühe Untersuchungen auf dem Gebiet der stahlfaserverstärkten Betone zeigen. Die anfängliche Euphorie hinsichtlich der zu erwartenden Festigkeitssteigerungen

verstummt rasch, als durch eine genauere Analyse des Zusammenwirkens von Faser und Zementstein die wirklichen Festigkeitseigenschaften erkannt wurden.

Für die richtige Beurteilung eines Baustoffes ist es deshalb erforderlich, seine Festigkeits- und Verformungseigenschaften in direktem Zusammenhang mit seiner speziellen Zusammensetzung und dem dadurch geprägten Zusammenwirken zu sehen.

Voraussetzung für eine solche Vorgehensweise ist dabei, die Versuchsplanung so anzulegen, daß die entstehenden Strukturen unmittelbar miteinander verglichen werden können. Diese Forderung nach Vergleichbarkeit einzelner Strukturen läßt sich dann erfüllen, wenn, wie bereits im letzten Abschnitt erläutert, die Zuschlagseigenschaften innerhalb einer Versuchsserie konstant gehalten werden. Konstante Zuschlageigenschaften liegen dann vor, wenn der Zuschlag in Art, Zusammensetzung und Sieblinie nicht variiert wird und wenn zusätzlich die Zuschlagmenge konstant gehalten wird. Durch diese Festlegung ergibt sich zwangsläufig die Bedingung, daß das Bindemittelvolumen nicht verändert wird. Auf diese Forderung nach konstantem Bindemittelvolumen ist bereits in Veröffentlichungen über epoxidharzmodifizierte Betone von SCHORN /56/ und SCHORN, BUDNIK /49/ und /57/ ausführlich eingegangen worden.

In diesen Beiträgen wird außerdem darauf hingewiesen, daß bei Untersuchungen, die der Ermittlung von relativen Festigkeitsänderungen dienen, über die obengenannten Vorgaben hinaus auch das Verhältnis von Wasseranteil zu Zementanteil (w/z -Wert) innerhalb der Versuchsserie nicht geändert werden darf, da sonst die ermittelten Festigkeitsänderungen nicht auf die alleinige Wirkung der Harzphase zurückgeführt werden können.

Der Einfluß eines sich innerhalb der Versuchsreihe ändernden w/z -Wertes würde sich mit dem Einfluß der Harzzugabe in seiner Wirkung überschneiden.

Die uneingeschränkte Vergleichbarkeit einzelner Baustoffstrukturen ist daher nur mit der Vorgabe von konstanten Zuschlageigenschaften, konstantem Bindemittelvolumen und konstantem w/z -Wert zu erreichen. Nur unter diesen Voraussetzungen lassen sich grundsätzlich miteinander vergleichbare Strukturen erzeugen, die sich durch die Veränderung nur eines Parameters bzw. der Eigenschaft einer Komponente oder des dadurch geänderten Zusammenwirkens unterscheiden.

Eine Versuchsplanung, die die genannten Bedingungen erfüllt, ermöglicht dann eine strukturorientierte Betrachtungsweise des Verformungsverhaltens einzelner Baustoffe.

3. Versuchsprogramm zum Bruch- und Verformungsverhalten bei einachsiger Zugbeanspruchung

3.1 Planung des Versuchsprogramms

Gemäß der im letzten Kapitel dargelegten Anforderungen an die Versuchsplanung wird ein Programm erstellt, bei dem durch gezielte Parametervariationen des Harz- und Fasergehalts, der Faserorientierung, der Größtkornabmessung und der Lagerungsart unterschiedliche Betonstrukturen erzeugt werden.

Die Gefügestruktur der zu untersuchenden Betone werden im Versuchsprogramm vom quasi spröden Stoffverhalten bis zum duktilen Verhalten variiert. Einige der prinzipiellen Möglichkeiten der Strukturvariation sind in einer schematischen Darstellung in Bild 6 zu sehen. Zur Realisierung des unterschiedlichen Stoffverhaltens werden die Betonstrukturen ausgehend von der Gruppe der Zementbetone über die Gruppe der harzmodifizierten Betone bis zur Gruppe der stahlfaserverstärkten Betone in ihrer Matrixzusammensetzung verändert. Über diese zunächst grobe Abstufung hinaus können die Strukturen in weiteren, feineren Variationen in ihrem Verformungsverhalten verändert werden, wenn innerhalb der drei Gruppen zusätzlich einzelne Parameter variiert werden. So läßt sich beispielsweise die Struktur eines Zementbetons durch die Veränderung der Parameter Größtkornabmessung und Lagerungsart zumindest tendenziell von einem quasi spröden zu einem duktilen Verhalten überführen. In gleicher Weise können bei den harzmodifizierten Betonen über die Variation des Harzgehalts hinaus durch die Wahl verschiedener Größtkornabmessungen und Lagerungsarten verfeinerte Abstufungen in der Stoffstruktur gewonnen werden. Entsprechend ergeben sich bei den stahl-

quasi
SPRÖDE STRUKTURVARIATION DUKTIL



ZEMENTBETON	HARZMODIFIZIERTER BETON	STAHLFASERVER- STÄRKTER BETON
—	HARZGEHALT	FASERORIENTIERUNG
GRÖSSTKORN	GRÖSSTKORN	* GRÖSSTKORN
LAGERUNG	LAGERUNG	* LAGERUNG

* ≙ im Versuchsprogramm nicht enthalten

Bild 6: Möglichkeiten der Strukturvariation

faserverstärkten Betonen durch die Variation der Faserorientierung oder durch die Veränderung der Größtkornabmessung und der Lagerungsart genügend Möglichkeiten, die Stoffstruktur innerhalb dieser Gruppe detaillierter zwischen sprödem und duktilem Verhalten abzustufen.

Durch diese vielfachen Parameterkombinationen kann eine Strukturvariation durchgeführt werden, bei der der Übergang von der einen zur anderen Baustoffgruppe fließend erfolgt, d.h. es kann eine feingliedrige Veränderung in der Stoffstruktur verwirklicht werden, die vom quasi spröden bis zum quasi duktilen Stoffverhalten reicht.

Dabei sind dann auch prinzipiell Überschneidungen möglich, d.h. durch eine geeignete Parameterwahl von Größtkorn oder Lagerungsart kann das Verformungsverhalten eines Zementbetons in der Weise verändert werden, daß die entstehende Struktur ein duktileres Verhalten zeigt als eine Struktur, die den harzmodifizierten Betonen zuzurechnen ist, deren Verformungsverhalten aber durch entsprechende Wahl von Harzgehalt, Größtkorn und Lagerungsart weniger duktil ausfällt. Ähnliche Überschneidungen sind auch zwischen den Gruppen der harzmodifizierten und der stahlfaserverstärkten Betone möglich.

Von diesen genannten Parametern werden diejenigen im geplanten Versuchsprogramm berücksichtigt, die in Bild 6 aufgeführt sind. Die mit einem Symbol (*) gekennzeichneten Parameter werden im Rahmen dieser Arbeit nicht untersucht.

3.2 Umfang des Versuchsprogramms

Das gesamte Versuchsprogramm ist in Tabelle 2 zusammengestellt. Es werden insgesamt fünf Versuchsserien durchgeführt, bei denen jeweils nur einer der genannten Parameter variiert wird.

Innerhalb einer Serie werden gemäß der im letzten Kapitel erläuterten Anforderungen das Bindemittel, der w/z-Wert und die Zuschlageigenschaften konstant gehalten, so daß eine uneingeschränkte Vergleichbarkeit der einzelnen Betone gewährleistet ist. Die Veränderung der Größtkornabmessungen steht dabei nicht im Widerspruch zu der Forderung nach konstanten Zuschlageigenschaften, da die Wahl eines anderen Größtkorns in diesem Fall als ein direkter, strukturbeeinflussender Parameter anzusehen ist, und dementsprechend bei der Variation dieser Einflußgröße alle anderen Parameter konstant bleiben.

In der ersten Serie wird zunächst - als Vertreter einer quasi spröden Struktur - ein Zementbeton mit $w/z = 0.45$ untersucht. Anschließend ergeben sich dann durch die Zugabe von Epoxidharzen solche Stoffstrukturen, deren Verformungsverhalten mit steigendem Harzgehalt in den duktilen Bereich übergehen. Zu diesem Zweck werden die organischen Anteile in vier Stufen erhöht, so daß die Harzanteile bei 6%, 12%, 24% und 50% liegen. Die Prozentangaben sind als Volumenanteile am Bindemittelvolumen angegeben, das aus Zement, Wasser und dem organischen Epoxidharz gebildet wird.

Als Lagerungsbedingungen wird für die Proben dieser Serie eine Klimalagerung gewählt, bei der die Proben nach dem Ausschalen für 7 Tage unter Wasser lagern und für den sich anschließenden Zeitraum bis zur Prüfung in einer Klimakammer bei einer konstant gehaltenen Temperatur von 21°C und einer konstanten relativen Feuchte von 55% aufbewahrt werden.

VERSUCHSPROGRAMM

PROBEN AUS ZEMENTBETON UND HARZMODIFIZIERTEM BETON				
Serie	Harzgehalt	Lagerung	Größtkorn	Anzahl
—	Vol. %	—	mm	—
1	0	Klima	8	6
	6	Klima	8	6
	12	Klima	8	6
	24	Klima	8	6
	50	Klima	8	6
2	0	Klima	4	6
	6	Klima	4	6
	12	Klima	4	6
	24	Klima	4	6
	50	Klima	4	6
3	0	Feucht	4	6
	6	Feucht	4	6
	12	Feucht	4	6
	24	Feucht	4	6
	50	Feucht	4	6
PROBEN AUS STAHLFASERVERSTÄRKTEM BETON				
Serie	Fasergehalt	Lagerung	Größtkorn	Anzahl
—	Vol. %	—	mm	—
4	FASERN <u>NICHT</u> ORIENTIERT			16
	1,8	Klima	8	
5	FASERN ORIENTIERT			6
	1,8	Klima	8	
Klima $\hat{=}$ 7 Tage Wasser + Rest bei 21°C und 55 % rel. F Feucht $\hat{=}$ ständig Feuchtkiste bei 21°C und 100 % rel. F				

Tabelle 2: Umfang des Versuchsprogramms

Die Größtkornabmessungen betragen bei allen Proben dieser Reihe 8 mm; der w/z-Wert wird mit $w/z = 0.45$ konstant gehalten.

Die zweite Versuchsserie unterscheidet sich von der ersten durch die Wahl eines anderen Größtkorns, das hier mit 4 mm festgelegt wird. Die Strukturvariation erfolgt wie in der ersten Versuchsreihe ausgehend vom Zementbeton durch die Harzzugabe in vier Stufen. Der w/z-Wert und die Art der Lagerung werden analog zur ersten Serie gewählt. Die Probenanzahl je Parameter beträgt wiederum 6 Proben.

In der dritten Serie werden die Parameter Harzgehalt und Größtkornabmessung genau wie bei der zweiten variiert, allerdings sind die Proben dieser Reihe bis zur Prüfung einer Feuchtlagerung ausgesetzt; dazu werden sie unmittelbar nach dem Ausschalen in eine Feuchtkiste gelegt. Ein Thermostat sorgt für eine konstante Temperatur von 21°C ; die Luftfeuchtigkeit liegt bei 100% rel. Feuchte. Auch diesmal werden wieder je Parameter jeweils 6 Proben hergestellt.

Während in den drei ersten Serien ausschließlich Zementbetonproben und harzmodifizierte Proben Gegenstand der Untersuchungen sind, sollen in zwei weiteren Versuchsreihen Proben aus stahlfaserverstärktem Beton berücksichtigt werden.

Für diese beiden Serien wird eine Mischungszusammensetzung gewählt, bei der der Fasergehalt 1,8 Vol.%, bezogen auf das Gesamtvolumen des Betons, beträgt. Die Größtkornabmessungen sind auf 8 mm beschränkt; die Lagerungsbedingungen entsprechen der für die beiden ersten Serien gewählten Klimalagerung bei 21°C und 55% rel. Feuchte. Der Unterschied zwischen diesen beiden Versuchsreihen

an stahlfaserverstärkten Betonen liegt in der Faserorientierung. In der vierten Serie werden Proben untersucht, bei denen die Fasern im Probeninneren zufällig verteilt vorliegen. Diese Verteilung der Stahlfasern wird dadurch erreicht, daß die Proben aus einem Balken aus Stahlfaserbeton herausgesägt werden (vgl. Abschnitt 3.3.3). Für diese Reihe sind insgesamt 16 Proben vorgesehen.

Die in der fünften Versuchsserie zu untersuchenden stahlfaserverstärkten Proben weisen dagegen eine eindeutige Orientierung der Fasern in Richtung der vorgesehenen Zugbeanspruchung auf. Die Ausrichtung der Stahlfasern wird durch die spezielle Art der Herstellung bewirkt, wie in dem noch folgenden Abschnitt 3.3.3 zu sehen ist.

Mit diesem Versuchsprogramm, das fünf Versuchsserien mit insgesamt 112 Proben umfaßt, lassen sich ausreichend viele verschiedene Betonstrukturen erzeugen, die hinsichtlich ihres Verformungsverhaltens stufenweise vom quasi spröden bis zum quasi duktilen Baustoff reichen.

3.3 Versuchsvorbereitung

3.3.1 Probekörper

Im Abschnitt 1.2 dieser Arbeit wurde bereits darauf hingewiesen, daß für die experimentellen Untersuchungen zum Verformungsverhalten bei einachsiger Zugbeanspruchung solche Probekörpergeometrien verwendet werden, die sich im Zusammenhang mit dem verwendeten Krafteinleitungsprinzip ergeben. Bei der in diesem Programm vorgesehenen Versuchstechnik eignet sich die Verwendung einer Klebeverbindung, so daß die Proben über ihre gesamte Länge einen konstanten Querschnitt aufweisen können. Die Wahl zwischen einem runden oder rechteckigen Querschnitt wird zugunsten der rechteckigen Geometrie entschieden; es werden Probekörper mit einem Querschnitt von 40 mm x 40 mm und einer Probenlänge von 160 mm verwendet. Diese Probekörpergeometrie wird einerseits im Hinblick auf zuverlässige und einfache Herstellung - die Verwendung von Stahlformen für Prismen in Anlehnung an DIN 1164 ist möglich - andererseits im Hinblick auf die geometrischen Anforderungen ausgewählt, die sich zwangsläufig durch das bei dieser Versuchstechnik angewendete spezielle Meß- und Regelungsprinzip für die Zuguntersuchungen ergeben (vgl. Abschnitt 3.4.2 Meßprinzip und Regelung).

3.3.2 Baustoffe und Mischungszusammensetzungen

Für die Herstellung der Proben werden folgende Baustoffe verwendet:

- Als Zuschlag wird ein quarzitischer Rheinkiessand gewählt, dessen Zusammensetzung einer Regelsieblinie B 8 entspricht. Für die Serien mit 4 mm Größtkorn wird

der Siebrückstand des 4 mm-Siebes gleichmäßig auf die übrigen Kornfraktionen verteilt. Als Zuschlag steht trockene Sackware der Deutschen Quarzwerke zur Verfügung.

- Für das gesamte Versuchsprogramm kommt einheitlich ein Portlandzement PZ 35 F der Firma Dyckerhoff zur Anwendung. Die Zementnormfestigkeit wird entsprechend der DIN 1164 an Prismen von 40 mm x 40 mm x 160 mm ermittelt. Sie liegt bei den insgesamt drei Untersuchungen stets über dem für diese Zementfestigkeitsklasse geforderten Minimalwert von 35,0 N/mm².
- Es wird ein handelsübliches, wasseremulgierbares Epoxidharzsystem verwendet, das von den Firmen Bake-lite/Syntec unter dem Namen Bikadur EM 41 angeboten wird. Das Harzsystem besteht aus Harz und Härter, die im Massenverhältnis 1:1 gemischt werden. Dieses Produkt wurde speziell für die Anwendung bei reaktionsharzmodifizierten Betonen entwickelt.
- Für die beiden Versuchsserien mit stahlfaserverstärkten Betonen werden glatte Wirex-Stahlfasern der Firma Trefil Arbed eingesetzt, die aus naßblank gezogenem Stahldraht hergestellt werden. Der Durchmesser beträgt $d = 0,4$ mm und die Länge $l = 12,5$ mm. Daraus ergibt sich ein l/d -Verhältnis von 31,25. Die Festigkeit wird mit $\beta_z = 1000$ N/mm² angegeben (vgl. /58/).

Die gewählten Mischungszusammensetzungen für die harzfreien Normalbetone, die harzmodifizierten Betone und die stahlfaserverstärkten Betone können der Tabelle 3 entnommen werden. Bei allen Mischungszusammensetzungen beträgt die Zuschlagmasse konstant 1604 kg/m³. Das Bindemittelvolumen liegt damit bei 36,3 Vol. %. Der w/z-Wert ist mit w/z = 0,45 festgelegt.

ZEMENT BETON--HARZMODIFIZIERTE PROBEN							
Serie	Harzanteil	Zuschlag	Korn	Zement	Wasser	Harz	BMV
—	%	kg/m ³	mm	kg/m ³	kg/m ³	kg/m ³	%
1	0	↑	↑	470,0	211,5	—	0,45
	6	1604	0%8	442,0	199,0	24,5	0,45
	12	↓	↓	414,0	186,0	49,1	0,45
	24	↓	↓	357,7	161,0	98,8	0,45
	50	↓	↓	251,1	110,8	201,6	0,45
2+3	0	↑	↑	470,0	211,5	—	0,45
	6	1604	0%4	442,0	199,0	24,5	0,45
	12	↓	↓	414,0	186,0	49,1	0,45
	24	↓	↓	357,7	161,0	98,8	0,45
	50	↓	↓	251,1	110,8	201,6	0,45
STAHLFASERVERSTÄRKTE PROBEN							
Serie	Faseranteil	Zuschlag	Korn	Zement	Wasser	Fasern	BMV
—	%	kg/m ³	mm	kg/m ³	kg/m ³	kg/m ³	%
4+5	1,8	1604	0%8	462	208	150	0,45
							36,3

Tabelle 3 : Mischungszusammensetzungen

3.3.3 Probenherstellung

Bei der Herstellung der Zementbetonproben wird in einer ähnlichen Verfahrensweise vorgegangen, wie sie aus der Zementmörtelprüfung bekannt ist. Auf die genaue Abfolge der einzelnen Vorgänge soll an dieser Stelle nicht weiter eingegangen werden; dazu wird auf die Empfehlungen von IKEN, LACKNER, ZIMMER /59/ verwiesen.

Bei der Herstellung der epoxidharzmodifizierten Betone kommt der Emulsionszubereitung besondere Bedeutung zu, da bei der Emulsion mit Problemen hinsichtlich der Gleichmäßigkeit ihrer Durchmischung zu rechnen ist, wie frühere Untersuchungen von SCHORN, BUDNIK /57/ zeigen. Diese Schwierigkeiten können dadurch überwunden werden, daß Wasser, Harz und Härter in geeigneter Reihenfolge zugegeben werden. Die fertige Emulsion wird in einen Zwangsmischer nach DIN 1164 gefüllt. Anschließend erfolgt bei laufendem Rührwerk die Zugabe der noch benötigten Restmenge an Wasser, des Zements und des Zuschlags. Die fertige Mischung wird dann in stählerne Prismenformen eingebracht, die zuvor auf einem Rütteltisch aufgespannt wurden. Das Verdichten des Betons erfolgt bereits während des Einfüllens, jedoch wird der Rütteltisch nach dem vollständigen Füllen der Prismenformen für weitere 30 sec eingeschaltet. Anschließend werden die Proben mit einem Stahllineal abgezogen, mit feuchten Tüchern bedeckt und zusätzlich in Polyäthylenfolie eingeschlagen.

Für die beiden Serien mit stahlfaserverstärkten Proben wird zunächst eine ausreichende Menge Stahlfaserbeton hergestellt. Dazu werden die abgewogenen Anteile an Zement, Wasser und Zuschlag in einen Zwangsmischer gefüllt und die Stahlfasern während des Mischvorgangs kontinuierlich von Hand zugegeben. Von dieser Mischung wird dann ein Teil in stählerne Prismenformen mit Abmessungen von

40 mm x 40 mm x 160 mm gefüllt, der andere Teil wird in eine stählerne Balkenform von 150 mm x 150 mm x 700 mm eingebracht. Mit dieser Vorgehensweise wird erreicht, daß sich die Stahlfasern bei der Mischung, die in die kleinen Prismenformen gegeben wurde, durch die Vibrationen während des Verdichtens bevorzugt in Probenlängsachse ausrichten. Die Fasern in dem stahlfaserverstärkten Betonbalken weisen dagegen, abgesehen von den Randbereichen, eine zufällige Orientierung auf. Die Prismenformen und die Balkenform werden nach dem Abziehen mit einem Stahllineal ebenfalls mit feuchten Tüchern abgedeckt und anschließend in Polyäthylenfolie eingeschlagen.

Aus dem Stahlfaserbetonbalken werden nach 28 Tagen insgesamt 16 Proben mit Abmessungen von 40 mm x 40 mm x 160 mm nach dem in Bild 7 dargestellten Entnahmeplan herausgesägt. Dabei wird bewußt der Randbereich mit bevorzugter Faserorientierung ausgespart, so daß Proben mit zufällig orientierten Fasern gewonnen werden können.

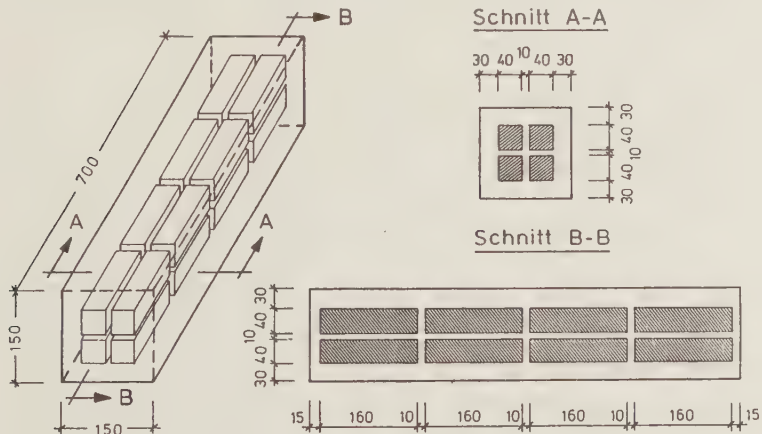


Bild 7: Entnahmeplan für Stahlfaserbetonproben mit zufälliger Faserorientierung

3.3.4 Probenlagerung

Alle Proben, einschließlich des Stahlfaserbetonbalkens, werden nach einem Tag ausgeschalt und dann, je nach vorgesehener Lagerungsart, entweder ins Wasser, in eine Feuchtkiste oder direkt in eine Klimakammer gelegt.

Bei der Klimalagerung verbleiben die Proben nach dem Ausschalen zunächst für 7 Tage in einem Wasserbecken bei ca. 21°C Wassertemperatur und werden anschließend bis zur Prüfung in einer Klimakammer gelagert, die konstant bei 21°C und 55% rel. Feuchte gehalten wird.

Zur Feuchtlagerung werden die Proben nach dem Ausschalen in einer Feuchtkiste bei 21°C und 100% rel. Feuchte bis zur Prüfung aufbewahrt.

Die in Prismenformen hergestellten stahlfaserverstärkten Proben werden direkt nach dem Ausschalen in die Klimakammer gelegt. Das Klima wird bei 21°C und 55% rel. Feuchte konstant gehalten.

3.3.5 Zentrieren und Einkleben der Proben

Ein paar Tage vor der Prüfung werden die Proben mit ihren Enden in spezielle Stahlhülsen geklebt, die später mit dem Meßgestell verschraubt werden und der Kraftübertragung in die Probe dienen. Um eine möglichst gleichmäßige Krafteinleitung zu erzielen, muß für eine genaue Zentrierung der Proben in den Stahlhülsen gesorgt sein. Diese Schwierigkeit kann mit Hilfe eines speziell für jene Aufgabe konstruierten Zentriergestells ausgeräumt werden, da diese Vorrichtung es ermöglicht, die Probe in den Hülsen so auszurichten, daß die Flansche der Hülsen

genau planparallel liegen. Die Probe wird zunächst an einem Ende ausgerichtet, mit Hilfe von vier Schrauben fixiert und wieder aus dem Zentriergestell ausgebaut. Daran anschließend kann der Freiraum zwischen Probe und Stahlhülse mit einem speziellen Epoxidharzsystem vergossen werden. Dieser Vorgang wird nach dem Erhärten des Harzes für das andere Probenende wiederholt. Jeweils nach 24 Stunden können die Schrauben zum Fixieren der Probe bereits wieder gelöst und herausgeschraubt werden, damit nach der Prüfung die Probenreste zusammen mit dem Harz ohne Zerstörung des Gewindes ausgedrückt werden können.

Die freie Probenlänge wird nach einigen Vorversuchen auf 90 mm festgelegt, da dieser Wert einen vernünftigen Kompromiß zwischen den Forderungen nach guter praktischer Durchführbarkeit (Anklemmen und Ausrichten der beiden Dehnungsaufnehmer) und nach möglichst vollständiger Überdeckung der freien Probenlänge durch die Dehnungsaufnehmer (Erfassen aller möglichen Rißzonen innerhalb der freien Probenlänge) darstellt.

3.4 Versuchstechnik

3.4.1 Versuchseinrichtung

Für die Ermittlung vollständiger Spannungs-Dehnungslinien aus zentrischen Zugversuchen wird eine bereits aus früheren Untersuchungen bekannte Versuchstechnik (vgl. SCHORN, VISSMANN /38/ und /54/) aufgegriffen und für die speziellen Anforderungen dieser Arbeit in einigen wesentlichen Punkten weiterentwickelt und verfeinert.

Im wesentlichen besteht die Versuchseinrichtung aus einer Prüfmaschine der Firma Schenk-Trebel (Typ: RM 250 kN), einem speziellen Meßgestell und einer umfangreichen elektronischen Ausstattung für die Kontrolle und Aufzeichnung der Meßdaten.

Bei der Prüfmaschine handelt es sich um eine elektromechanisch geregelte, mechanisch angetriebene Maschine, mit der sowohl Druck- als auch Zugkräfte von jeweils maximal 250 kN aufgebracht werden können. Der Antrieb erfolgt über einen Elektromotor, der über zwei Spindeln das Querhaupt je nach Belastungsrichtung verfährt. Die Versuche können, wie bei Materialprüfungen üblich, wahlweise in Kraft-, Weg- oder Dehnungsregelung durchgeführt werden; die entsprechende Elektronik ist in einem separaten Steuerschrank untergebracht.

Der Aufbau des verwendeten Meßgestells ist in Bild 8 schematisch dargestellt, Bild 9 zeigt eine Aufnahme des Meßgestells während eines Versuchs. Zur Vermeidung von Biegespannungen wird an der oberen und unteren Seite je eine Stahlkalotte angeordnet, in denen die Zugstangen gelagert sind. Diese Kalotten werden mit den Stahlhülsen, in welche die Probe zuvor eingeklebt wurde, durch Gewindebolzen kraftschlüssig verbunden. Eine zusätzliche,

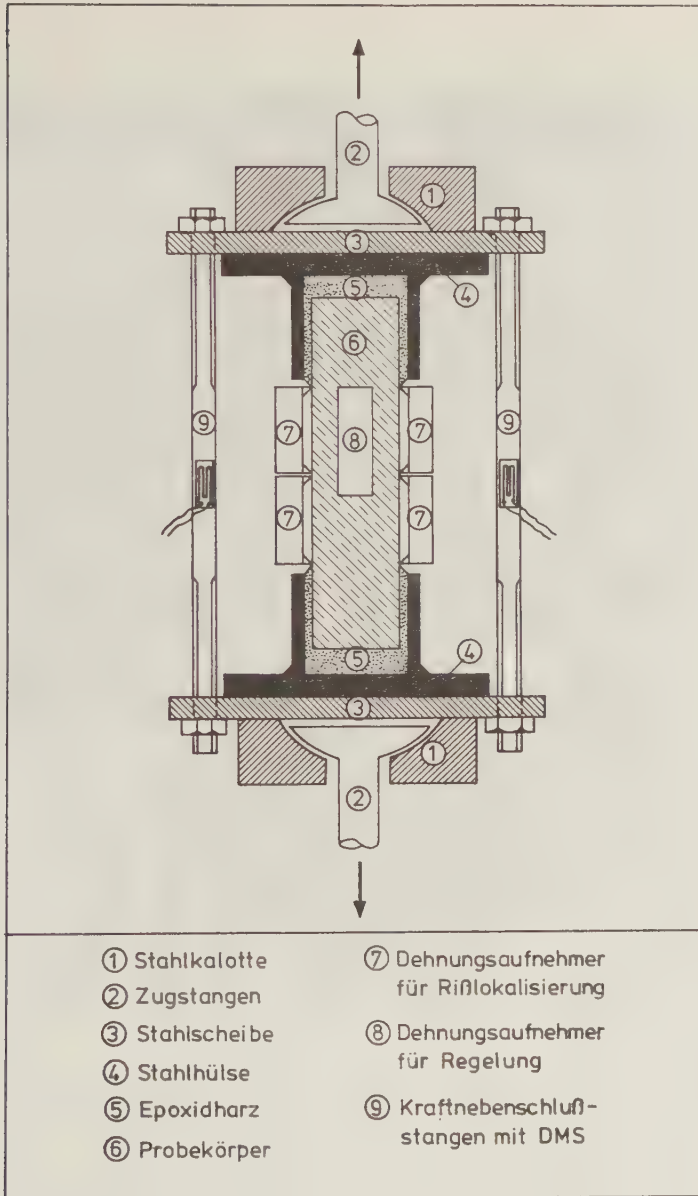


Bild 8: Meßgestell für zentrische Zugversuche

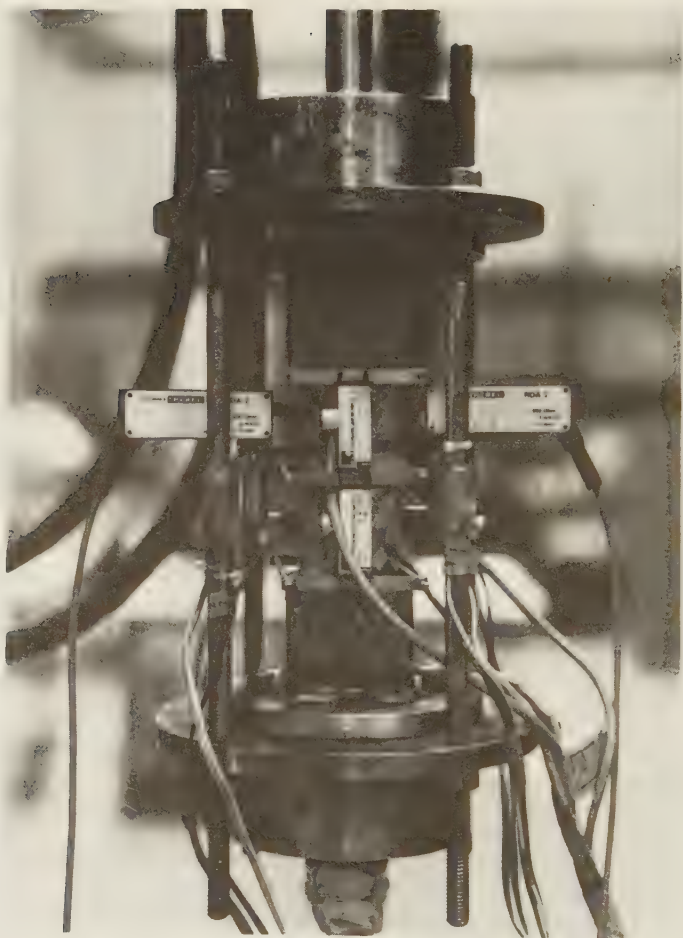


Bild 9: Meßgestell mit Probe und angeklemmten Dehnungsaufnehmern

10 mm dicke Stahlscheibe nimmt die vier parallel zur Probe angeordneten Kraftnebenschlußstangen auf. Auf diese Weise wird die aufgebrachte Zugkraft von den Stahlstangen und dem Probekörper gemeinsam getragen. Der Durchmesser der vier Stahlstangen beträgt im mittleren Drittel $d = 10$ mm. In diesem Bereich sind pro Stange jeweils vier Dehnungsmeßstreifen (Hottinger Baldwin Messtechnik, Typ: 1,5 / 120 LY 11) appliziert. Um den Einfluß von Biegemomenten auszuschließen und den der Temperatur zu kompensieren, werden die vier Dehnungsmeßstreifen (DMS) zu einer Wheatstone'schen Vollbrücke zusammengeschaltet. Dabei sind zwei DMS in Längsrichtung, die beiden anderen DMS quer zur Längsachse der Stahlstange aufgeklebt. Durch diese Art der Schaltung kann der Einfluß der Querdehnung berücksichtigt werden. Die Funktionsweise solcher Schaltungen ist u.a. bei SCHRÜFER /60/ genauer erklärt.

Zur Erfassung der auftretenden Betondehnungen und zur Rißlokalisierung (vgl. Abschnitt 3.4.4) dienen zwei typengleiche Dehnungsaufnehmer der Firma Hottinger Baldwin Messtechnik (Typ: D 32) mit einer Meßbasis von 40 mm. Die Dehnungsaufnehmer werden unmittelbar an die Probe angeklemt; dabei grenzen ihre Meßlängen aneinander. Die freie Probenlänge ist unter Berücksichtigung einer ausreichenden Toleranz für ein ungestörtes Ausrichten der Meßaufnehmer auf ca. 90 mm festgelegt. Auf den beiden noch freien Probenseiten wird jeweils ein dritter Dehnungsaufnehmer der Firma Schenk-Trebel (Typ: RDA 2) mit einer Meßlänge von 50 mm angebracht, der zur Regelung der Prüfmaschine benutzt wird.

Einen Überblick über die umfangreiche elektronische Ausstattung des Versuchsstandes zur Durchführung zentrischer Zugversuche gibt Bild 10. In Bild 11 ist in einer schematischen Darstellung der Meßaufbau zu sehen

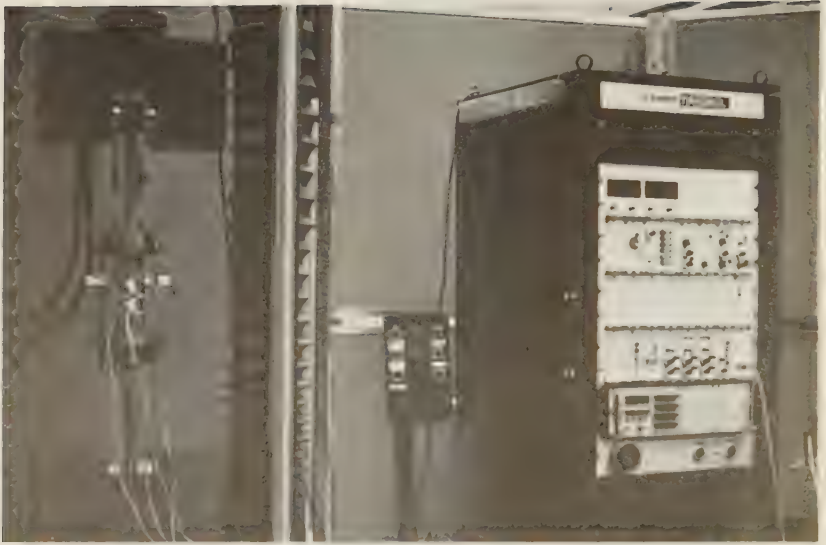


Bild 10a: Versuchsstand für zentrische Zugversuche, Prüfmaschine mit Steuerstand

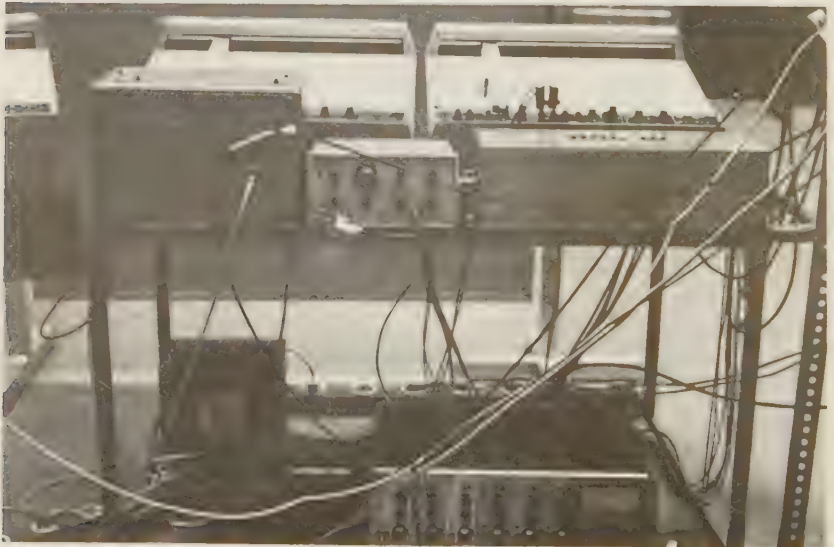


Bild 10b: Elektronische Ausstattung des Versuchsstands für zentrische Zugversuche

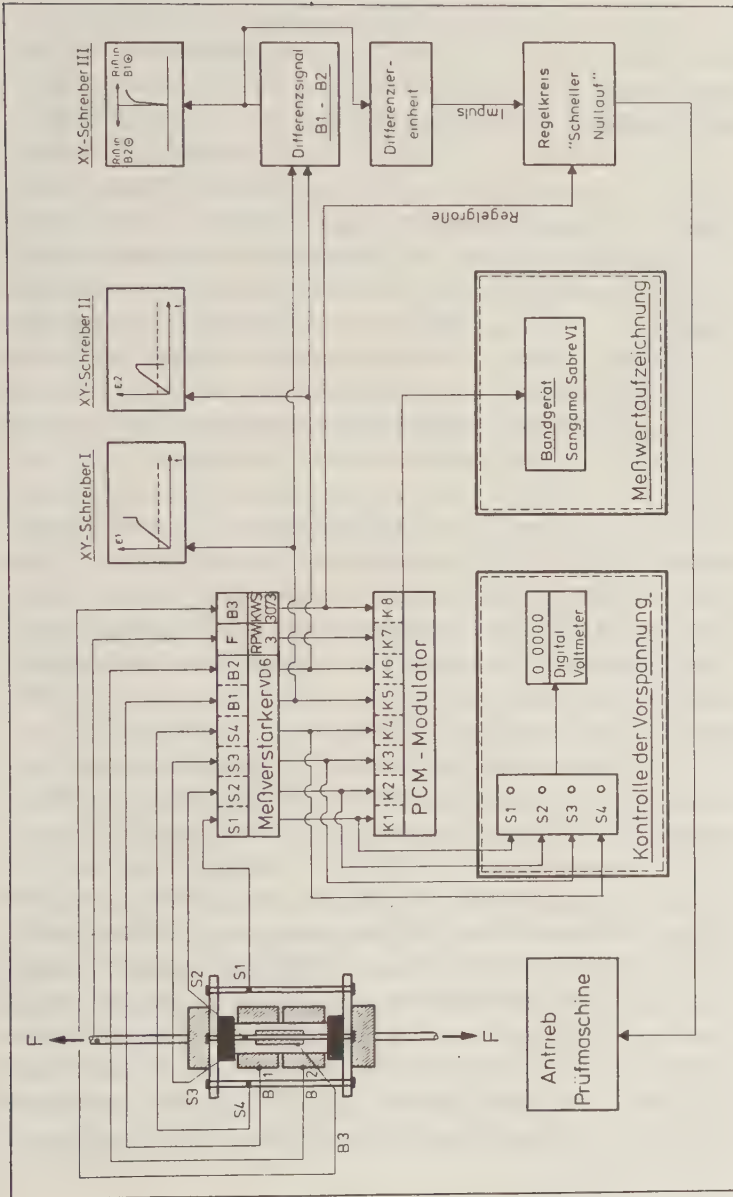


Bild 11: Meßaufbau für zentrische Zugversuche

Die wesentlichen Elemente der elektronischen Meßeinrichtung sind ein 6-Kanal-Trägerfrequenzmeßverstärker der Firma Elan (Typ: VD 6), mit dem die Meßsignale der vier Stahlstangen und die der beiden Dehnungsaufnehmer verstärkt werden, ein Funktionsgenerator der Firma DISA Elektronik (Typ: 55 D 26) zur Bildung eines Differenzsignals, ein Differenzierglied als übergeordnete Schalteinheit (Selbstbau) für die Impulsgebung zur Rückregelung der Prüfmaschine, drei X-Y Schreiber der Firma Hewlett Packard (Typ: 7044 B) zur Aufzeichnung der Betondehnungen (Signal 1 und 2) und des Differenzsignals, eine Meßeinrichtung zur Kontrolle der Vorspannung in den Stahlstangen, bestehend aus einer Umschalteinheit (Selbstbau) mit einem angeschlossenen Digitalvoltmeter und eine PCM-Anlage zur analogen Aufzeichnung der Meßdaten.

Die PCM (pulse code modulation)-Anlage besteht aus einem PCM-Modulator der Firma John+Reilhofer (Typ: TM 8K 10), der für die gleichzeitige Aufnahme von 8 Kanälen ausgelegt ist, einem Magnetbandgerät der Firma Sangamo (Typ: Sabre VI) und einem PCM-Demodulator der Firma John+Reilhofer (Typ: TD 8K 10), mit dem eine Hinterbandkontrolle während der Aufnahme möglich ist.

Auf das Prinzip der PCM-Technik soll an dieser Stelle nicht näher eingegangen werden; es wird dazu auf die einschlägige Literatur verwiesen (vgl. GLOCKMANN /61/).

Mit dieser Anlage zur Meßwerterfassung werden die ermittelten Längsdehnungen der vier Stahlstangen **ES1** bis **ES4** auf den Kanälen K1 bis K4, die beiden Betondehnungen der zwei typengleichen Dehnungsaufnehmer **EB1** und **EB2** auf den Kanälen K5 und K6, die von der Prüfmaschine auf das Meßgestell übertragene Kraft **F** auf dem Kanal K7 und die Betondehnung **EB3** des dritten, zur Regelung der Prüfmaschine genutzten Dehnungsaufnehmers auf dem Kanal K8 analog aufgezeichnet.

3.4.2 Meßprinzip und Regelung

Für die zentrischen Zugversuche, aus denen vollständige Spannungs-Dehnungslinien einschließlich eines abfallenden Kurvenastes ermittelt werden sollen, wird ein verfeinertes Meßverfahren angewendet.

Wie in Bild 8 im letzten Abschnitt zu sehen ist, werden bei den Versuchen insgesamt drei Dehnungsaufnehmer an die Probe angeklemt. Während die zwei typengleichen Meßsysteme der Rißlokalisierung dienen, auf die im folgenden noch ausführlicher eingegangen wird, werden die Signale des dritten Dehnungsaufnehmers als Regelgröße für die Laststeigerung der Prüfmaschine genutzt. Mit dieser Vorgehensweise läßt sich erreichen, daß die Belastung in Abhängigkeit der in der Probe auftretenden Verformungen erfolgt. Damit werden insbesondere die Vorgänge im Moment der Rißöffnung erfaßt, so daß für eine eindeutige Regelung der Prüfmaschine auch in diesem kritischen Zustand gesorgt ist, vorausgesetzt, die Versagenszone liegt innerhalb der Meßlänge des Dehnungsaufnehmers.

Die Meßlänge kann prinzipiell so gewählt werden, daß sie den gesamten freien Probenbereich überdeckt. Für diesen Fall liegt der Riß zwar immer innerhalb der Meßlänge, doch ergibt sich bei einer großen Meßlänge und relativ kleinen Abmessungen des Versagensbereiches, wie er bei zentrischen Zugversuchen zu beobachten ist, für die ermittelten Dehnungen eine direkte Meßlängenabhängigkeit. Dies bedeutet, daß im Moment der Rißöffnung die Verformungen im Bereich der Versagenszone beträchtlich zunehmen, im restlichen, von der Meßlänge überdeckten Bereich der Probe jedoch die aufgetretenen Verformungen aufgrund der Rückstellung der elastischen Dehnungen wieder zurückgehen. Je größer die Meßbasis gewählt wird, desto

mehr werden die Verformungsanteile der Rißaufweitung durch die Verformungsanteile des Rückfederns des Restquerschnitts kompensiert; dementsprechend ungenauer erfolgt die Regelung der Prüfmaschine in bezug auf die Bruchvorgänge.

Solche Meßlängenabhängigkeiten sind bei zentrischen Druckversuchen an Zementbetonen festgestellt worden, wie u.a. bei CORDES /62/ nachzulesen ist. Die grundsätzliche Problematik läßt sich aber auch auf zentrische Zugversuche übertragen.

In dem geplanten Versuchsprogramm wird aus den genannten Gründen für den zur Regelung dienenden Dehnungsaufnehmer eine Meßbasis von 50 mm Länge gewählt.

Um sicherzustellen, daß der auftretende Riß immer innerhalb der Meßlänge liegt, werden die beiden anderen, typengleichen Dehnungsaufnehmer zur eindeutigen Rißlokalisierung benutzt. Dazu werden die Signale der beiden Meßaufnehmer während des Versuchs in einem Funktionsgenerator in ein Differenzsignal umgewandelt. Unter den Voraussetzungen makroskopisch homogenen Materials und gleichmäßiger Probendehnung sind die beiden Signale betragsmäßig gleich, so daß das Differenzsignal auch bei steigender Last theoretisch identisch Null ist. Im Moment der Rißöffnung wächst das Signal des Dehnungsaufnehmers, dessen Meßlänge über der Rißzone liegt, an, während das Signal des über dem ungeschädigten Probenbereich angeklebten Meßaufnehmers aufgrund der Rückstellung der elastischen Dehnungen kleiner wird. Damit ist nun das Differenzsignal deutlich von Null verschieden.

Durch die Änderung dieses Signals soll im Regelkreis der Prüfmaschine der sogenannte "Nullauf" ausgelöst werden,

so daß die Probe sofort entlastet und ein vollständiges Durchlaufen des Risses vermieden wird.

In Vorversuchen stellte sich die Zunahme der Dehnungen in den beiden Meßbereichen der Probe jedoch als nicht immer identisch heraus. Da ein mehr oder weniger starkes Driften des Differenzsignals zu beobachten war, wurde ein Differenzierglied entwickelt, im Selbstbau hergestellt und in den Meßaufbau integriert.

Diese elektronische Schaltung ermöglicht das Differenzieren nach der Zeit, wodurch das kontinuierliche Driften des Differenzsignals kompensiert wird ($\frac{d\Delta}{dt} = \text{konstant}$). Eine plötzliche Änderung des Differenzsignals führt dagegen zu einer gleichzeitigen Veränderung der Ableitung; in diesem Fall löst die Schaltung den sofortigen Nulllauf in der Regelung der Prüfmaschine aus.

Die Empfindlichkeit dieser Schaltung läßt sich durch ein Potentiometer verändern, so daß das bei dem geplanten Versuchsprogramm durch das unterschiedliche Verformungsverhalten der einzelnen Betonstrukturen bedingte mehr oder weniger starke Driften des Differenzsignals berücksichtigt werden kann.

Mit dieser Meßtechnik läßt sich eine eindeutige Rißlokalisierung vornehmen. Nach dem Auffinden der rißgefährdeten Zone können bei einer erneuten Belastung mit unmittelbar über dem lokalisierten Versagensbereich angeordnetem Dehnungsaufnehmer die Rißvorgänge kontrolliert geregelt werden.

3.5 Versuchsdurchführung

3.5.1 Eichversuche

Zu Beginn der Versuche müssen zunächst die verwendeten Meßsysteme geeicht werden. Der Begriff "Eichen" wird hierbei, wie im allgemeinen Sprachgebrauch der Messtechnik üblich, entsprechend der DIN 1319 /63/ im Sinne von "Kalibrieren" verstanden, d.h. mit Eichen wird das Feststellen des Zusammenhangs zwischen Ausgangs- und Eingangsgröße, also beispielsweise zwischen Anzeige und Meßgröße, bezeichnet.

Bei den zentrischen Zugversuchen sind im einzelnen für folgende Meßsysteme Eichmessungen durchzuführen:

- für die auf den vier Stahlstangen applizierten DMS
- für die beiden typengleichen Dehnungsaufnehmer
- für den der Regelung dienenden Dehnungsaufnehmer

Die in Vollbrücke geschalteten DMS (2 DMS aktiv + 2 DMS quergeklebt) auf den Stahlstangen werden so geeicht, daß eine Dehnung der Stahlstange von $\epsilon_s = 0,1\%$ einer Spannungsänderung $\Delta U = 500 \text{ mV}$ entspricht. Zur Bestimmung der Elastizitätsmoduln der vier Stahlstangen werden diese einzeln in einem Zugversuch belastet, wobei jeweils eine Kraft-Dehnungsbeziehung ermittelt wird. Mit Hilfe dieser Beziehungen lassen sich aus den gemessenen Dehnungen die in den Stahlstangen vorhandenen Kräfte bestimmen, so daß die auf die Probe wirkende Kraft aus der Differenz zwischen der aufgebrachten Gesamtkraft und der Summe der von den vier Stahlstangen aufgenommenen Kräfte mit der

gewünschten Genauigkeit bestimmt werden kann.

Die beiden Dehnungsaufnehmer werden mit Hilfe einer speziellen Justiereinrichtung geeicht. Eine Auslenkung der Meßschneide um 0,04 mm, das entspricht bei einer Meßbasis von 40 mm Länge einer Dehnung von 0,1‰, bewirkt eine Spannungsänderung von $\Delta U = 1.000 \text{ mV}$, so daß folgende Eichbeziehung gilt: $0,1‰ \hat{=} 1.000 \text{ mV}$.

Bei dem dritten, für die Regelung bestimmten Dehnungsaufnehmer wird aus regeltechnischen Gründen eine etwas unempfindlichere Eichung vorgenommen, so daß eine Dehnung von 0,1‰ einer Spannungsänderung von $\Delta U = 250 \text{ mV}$ entspricht.

Die von der Prüfmaschine auf das Meßgestell wirkende Kraft kann direkt von dem betreffenden Meßverstärker im Steuerstand abgegriffen werden. Dabei beträgt die vom Hersteller voreingestellte Kalibrierung im kleinsten Kraftmaßstab: $10 \text{ kN} = 4.000 \text{ mV}$.

3.5.2 Versuchsablauf

Der Versuchsablauf eines zentrischen Zugversuchs setzt sich aus einer Vielzahl einzelner Vorgänge zusammen, die in Tabelle 4 stichwortartig aufgeführt sind. Dabei gliedert sich der Ablauf in fünf Abschnitte:

Zunächst erfolgt die Versuchsvorbereitung mit dem Einbau der Probe ins Meßgestell und dem anschließenden Einspannen in die Prüfmaschine; daran schließen sich im zweiten Versuchsabschnitt die Meßvorbereitungen für den ersten Durchgang mit Nullabgleich und Vorspannen der Kraftnebenschlußstangen an. Im dritten Abschnitt wird in einem ersten Durchgang die Belastung solange kontinuierlich gesteigert, bis nach eindeutiger Rißlokalisierung durch den

Impuls der Differenziereinheit die sofortige Entlastung der Probe ausgelöst wird. Der vierte Versuchsabschnitt beinhaltet die Meßvorbereitungen für den zweiten Durchgang. Dazu gehören ein evtl. erforderliches Umsetzen des Dehnungsaufnehmers für die Regelung, ein erneuter Nullabgleich und ein nochmaliges Vorspannen der Kraftnebenschußstangen. Im letzten Abschnitt wird die Probe in einem zweiten Prüfdurchgang mit über der erkannten Versagenszone angeordneter Meßlänge bis zu ihrem vollständigen Trennbruch belastet.

Für die beiden Belastungsvorgänge wird eine Dehnungsgeschwindigkeit gewählt, die zwischen $0,1\text{‰}/\text{min}$ und ca. $0,01\text{‰}/\text{min}$ liegt. Dabei wird bis zu einem Drittel der aufnehmbaren Maximallast mit der höheren Verformungsgeschwindigkeit gefahren, danach erfolgt die Umschaltung auf die kleinere Geschwindigkeit, die bis zum vollständigen Versagen der Probe beibehalten wird.

Nach dem Versuch werden die beiden Probenhälften aus dem Meßgestell ausgebaut und die Rißlage und der Rißverlauf in einem Protokoll festgehalten.

Nach Abschluß einer Versuchsserie werden die Probenreste zusammen mit dem Harz aus den Stahlhülsen herausgedrückt, damit die Hülsen für die folgende Serie wiederverwendet werden können.

VERSUCHSABLAUF

VERSUCHSVORBEREITUNG

- Probekörper in das Meßgestell einbauen
- alle drei Dehnungsaufnehmer im arretierten Zustand an die Probe anklammern
- zwei Kraftnebenschlußstangen diagonal zur Sicherung der Probe einbauen und leicht vorspannen
- Meßgestell mit Probe in die oberen Klemmbanken der Prüfmaschine einspannen
- die anderen zwei Kraftnebenschlußstangen einbauen
- Vorspannung in den beiden ersten Kraftnebenschlußstangen lösen

MESSVORBEREITUNGEN FÜR ERSTEN DURCHGANG

- Arretierungen an den Dehnungsaufnehmern lösen
- Nullabgleich für die Dehnungsaufnehmer am Meßverstärker vornehmen
- Nullabgleich für die Kraftnebenschlußstangen am Meßverstärker vornehmen
- Aufzeichnen der Meßwerte des Nullabgleichs mit dem Bandgerät
- gleichmäßiges Vorspannen der Kraftnebenschlußstangen bis zu einer Dehnung von $\epsilon_S = 0,1\%$ ($U = 500 \text{ mV}$)
- Aufzeichnen der Meßwerte der Vorspannung mit dem Bandgerät
- Ausrichten und Zentrieren des Meßgestells in der Prüfmaschine
- Meßgestell mit Probe in die unteren Klemmbanken der Prüfmaschine einspannen

ERSTER DURCHGANG (RISSLOKALISIERUNG)

- Aufbringen einer geringen statischen Vorlast in Wegregelung
- Umschalten auf Dehnungsregelung (Verformungsgeschwindigkeit: $0,1 \text{ bis } 0,01\%/min$)
- Versuch starten
- Differenziereinheit aktivieren
- Magnetbandgerät und X-Y Schreiber starten
- bei Rißenstehung löst der Impuls der Differenziereinheit den schnellen Nullauf in der Regelung aus
- Entlastung der Probe
- Versuch stoppen, Magnetbandgerät und X-Y Schreiber anhalten
- Rißlokalisierung anhand der Aufzeichnungen der X-Y Schreiber vornehmen

.... wird fortgesetzt

Tabelle 4: Versuchsablauf

VERSUCHSABLAUF (FORTSETZUNG)

MESSVORBEREITUNGEN FÜR ZWEITEN DURCHGANG

- Meßgestell mit Probe aus den unteren Klemmbacken der Prüfmaschine ausspannen
- Vorspannung in allen Kraftnebenschlußstangen lösen
- Dehnungsaufnehmer für die Regelung der Prüfmaschine über erkannter Versagenszone anklennen
- Nullabgleich für die Dehnungsaufnehmer und die Kraftnebenschlußstangen am Meßverstärker vornehmen
- Aufzeichnen der Meßwerte des zweiten Nullabgleichs mit dem Bandgerät
- erneutes gleichmäßiges Vorspannen der Kraftnebenschlußstangen bis zu einer Dehnung von $\epsilon_S = 0,1\text{‰}$ ($U = 500 \text{ mV}$)
- Aufzeichnen der Meßwerte der zweiten Vorspannung mit dem Bandgerät
- Ausrichten, Zentrieren und Einspannen des Meßgestells in der Prüfmaschine

ZWEITER DURCHGANG (PRÜFUNG)

- Aufbringen einer geringen statischen Vorlast in Wegregelung
- Umschalten auf Dehnungsregelung (Verformungsgeschwindigkeit: 0,1 bis 0,01‰/min)
- Versuch starten
- Magnetbandgerät und X-Y Schreiber starten
- Versuch über die Maximallast der Probe hinaus bis zu ihrem endgültigen Versagen fahren
- bei vollständiger Probentrennung Versuch stoppen
- Magnetbandgerät und X-Y Schreiber anhalten

ENDE DES VERSUCHS

Tabelle 4: Versuchsablauf (Fortsetzung)

3.6 Versuchsauswertung

3.6.1 Wandeln und Sortieren der Meßdaten

Während der Versuche werden die Meßgrößen analog mit einer Magnetbandmaschine auf Magnetbändern aufgezeichnet; die jeweiligen Meßsignale werden dabei parallel auf 8 verschiedenen Spuren gespeichert. Für die Auswertung der Versuche müssen nun zunächst die analogen Signale in digitale Signale umgewandelt werden. Dies geschieht mit Hilfe eines in einer EDV-Anlage integrierten Analog/Digital-Wandlers, der durch einen externen Frequenzgenerator mit Digitalanzeige und wählbarer Wandelfrequenz gesteuert wird. Die Geräteanordnung für das Analog/Digital-Wandeln der Meßdaten mit Magnetbandmaschine, Demodulator und Frequenzgenerator ist in Bild 13a und b zu sehen.

Die so digitalisierten Daten werden in der Rechenanlage auf einer Magnetplatte zunächst unsortiert gespeichert, bevor sie mit einem Sortierprogramm nach Kanälen getrennt in verschiedenen Dateien abgelegt werden. Mit speziell für diese Versuche entwickelten Auswerteprogrammen werden die umfangreichen Datensätze bearbeitet; die Ergebnisse werden in separaten Ergebnisdateien gespeichert und können wahlweise über Drucker oder in graphischer Darstellung auf Bildschirm bzw. Plotter ausgegeben werden. Der Meßdatenfluß, beginnend mit dem Überspielen und dem Analog/Digital-Wandeln der Meßsignale bis zur Ausgabe über die verschiedenen Medien, ist schematisch in Bild 14 dargestellt.

Da für jeden Versuch verschiedene einzelne Meßvorgänge wie Nullabgleich, Kontrolle der Vorspannung, erster Versuchsdurchgang mit Rißlokalisierung etc. für jeweils 8

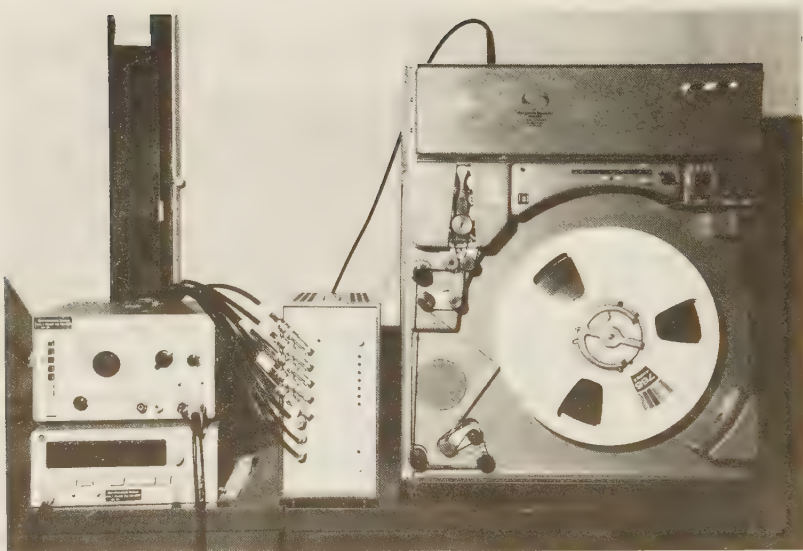


Bild 13a: Geräteanordnung für das Analog/Digital-Wandeln

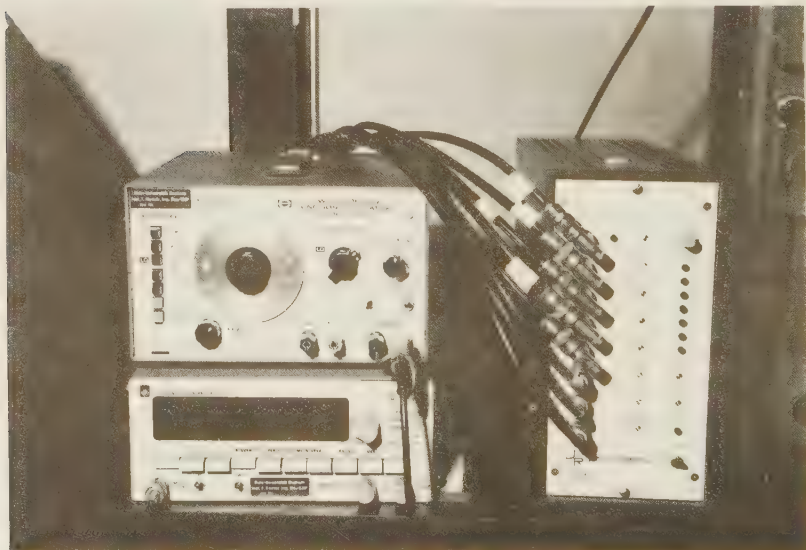


Bild 13b: Geräteanordnung für das Analog/Digital-Wandeln
(Teilansicht)

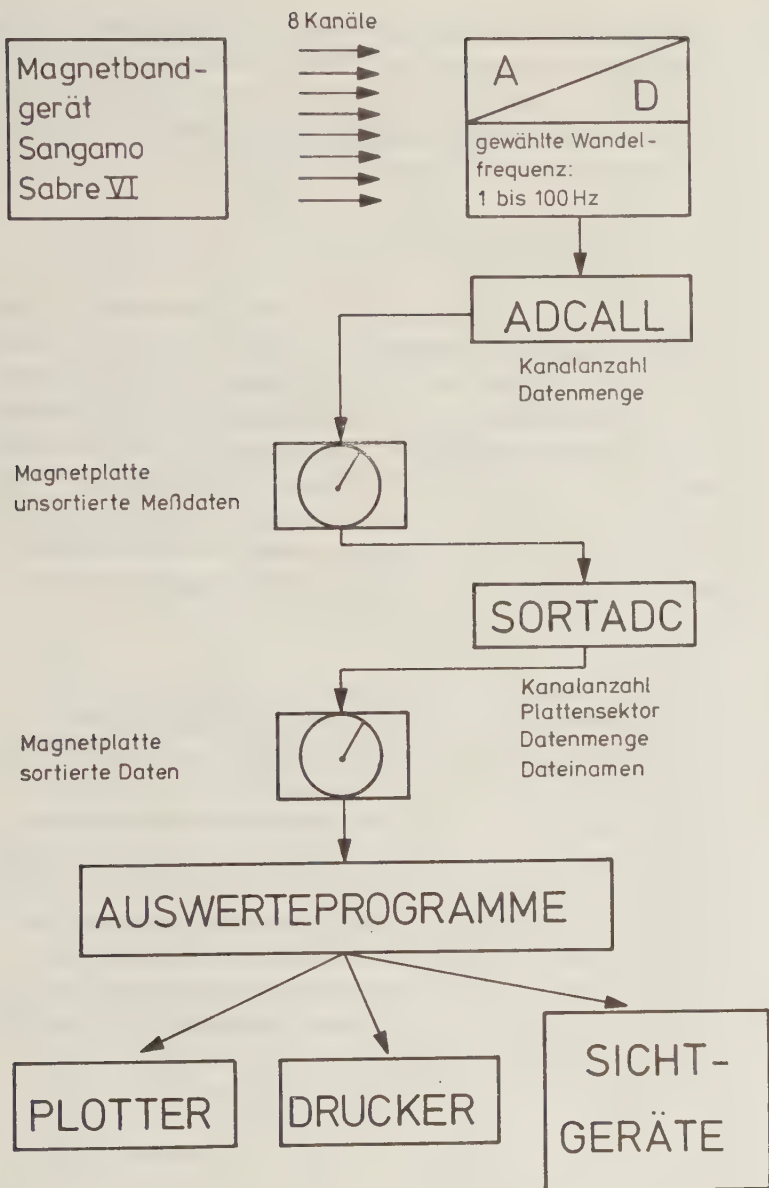


Bild 14: Meßdatenflußdiagramm

Meßgrößen erforderlich sind, wird für die Versuche innerhalb des Versuchsprogramms eine einheitliche Codierung eingeführt, mit der die Verwaltung und Zuordnung der einzelnen Dateien erleichtert wird. Die gewählte Codierung für dieses Versuchsprogramm ist in Bild 15 dargestellt.

3.6.2 Auswertung der Meßdaten

Für die Auswertung der Meßdaten werden spezielle Programme erstellt, die so aufgebaut sind, daß nach dem Start zunächst in Dialogform die versuchsspezifischen Parameter wie Probenbezeichnung, Datenanzahl, Meßbereichsfaktoren, Namen der Eingabe- und Ausgabedateien etc. abgefragt und anschließend die einzelnen Meßsignale mit den aus den Eichversuchen ermittelten Eichfaktoren multipliziert werden. Auf diese Weise können in verschiedenen Unterprogrammen die gewünschten Meßgrößen wie Kräfte, Dehnungen und Spannungen berechnet werden.

Nach der Berechnung der Betonspannung σ_b und der beiden Betondehnungen ϵ_{B1} und ϵ_{B2} werden diese Größen in separaten Dateien gespeichert, damit sie anschließend mit Hilfe von speziellen Graphik-Programmen aufbereitet werden und z. B. in Form von Spannungs-Dehnungs-Linien über ein Sichtgerät und/oder einen Plotter ausgegeben werden können. Alle erstellten PLOTT-Dateien werden auf einer Magnetplatte gespeichert, damit für den Fall, daß die graphischen Darstellungen zu Vergleichszwecken einen anderen Maßstab aufweisen sollen, diese ohne erneute, zeitraubende Berechnung direkt abgerufen werden können.

C O D E F Ü R Z E N T R I S C H E Z U G P R O B E N

Z	1	4	K	2	N	06
---	---	---	---	---	---	----

Z = Kennzeichnung für zentrische Zugversuche

1 = Code für Harzgehalt bzw. Fasergehalt

- | | |
|---------------------|---|
| 1 = 0 % Harzanteil | 7 = 1,8 % Stahlfasern
(orientiert) |
| 2 = 6 % Harzanteil | |
| 3 = 12 % Harzanteil | 8 = 1,8 % Stahlfasern
(nicht orientiert) |
| 4 = 24 % Harzanteil | |
| 5 = 50 % Harzanteil | |

4 = Größtkorndurchmesser

- 4 = 4 mm
8 = 8 mm

K = Code für Lagerungsart

- K = Klimalagerung
F = Feuchtlagerung

2 = laufende Probennummer

N = Code für Meßprozeduren

- N = Nullabgleich
V = Messung nach dem Vorspannen
R = Rißlokalisierung
K = Zweiter Nullabgleich
L = Messung nach dem zweiten Vorspannen
P = Prüfdurchgang

06 = Kanalnummer 01 bis 08

Bild 14: Code für zentrische Zugversuche

4. Ergebnisse und Bewertung

4.1 Charakteristische Ergebnisse

4.1.1 Zementbetone und harzmodifizierte Betone

Für alle Proben der ersten drei Versuchsserien lassen sich mit Hilfe der beschriebenen Auswerteprogramme Spannungs-Dehnungslinien ermitteln. Dabei ist bei einem Teil der Proben ein vorzeitiger Trennbruch kurz nach dem Erreichen der Zugfestigkeit zu beobachten, während sich bei anderen Proben Spannungs-Dehnungslinien ergeben, die nach Überschreiten der aufnehmbaren Maximallast einen bis auf die Spannungsnullachse stetig abfallenden Kurvenast aufweisen.

Bei den beiden ersten Versuchsserien mit Proben aus Zementbeton und harzmodifiziertem Beton, die sich ausschließlich durch die Abmessung des Größtkorns (8 mm bzw. 4 mm) unterscheiden, läßt sich lediglich bei den Proben mit 8 mm Größtkorn und Harzanteilen von über 12 Vol.% ein ausgeprägter abfallender Ast ermitteln, bei dem die Dehnungen bis zu dem Punkt erfaßt werden können, bei dem die übertragbare Spannung den Wert Null erreicht. Bei den Proben mit 4 mm Größtkorn tritt dagegen meist frühzeitig nach dem Überschreiten der Maximallast das Versagen der Probe ein.

Für die dritte Serie mit 4 mm Größtkorn und Feuchtlagerung (vgl. Tabelle 2) liegen für alle harzmodifizierten Proben (6 bis 50 Vol.%) Spannungs-Dehnungsbeziehungen mit einem bis auf die Nullachse abfallenden Ast vor. Darüber hinaus gelang es, auch bei feuchtgelagerten Zementbetonen den vorzeitigen Trennbruch im einachsigen Zugversuch zu vermeiden und so auch für diese relativ spröden Stoffstrukturen Spannungs-Dehnungsbeziehungen mit abfallendem Ast zu erhalten.

Im folgenden sollen exemplarisch einige charakteristische Ergebnisse in Form von Spannungs-Dehnungslinien vorgestellt werden. In den graphischen Darstellungen ist entweder in der rechten oder in der linken oberen Ecke der Rißverlauf und damit die Rißlage in der Probe einschließlich der Anordnung der drei Dehnungsaufnehmer abgebildet. In der rechten unteren Ecke ist die Legende mit Angaben zur Probenbezeichnung, Wandelfrequenz, Datenanzahl, sowie zum Harz- bzw. Fasergehalt zu finden.

Bild 15 zeigt die Spannungs-Dehnungslinie eines Zementbetons, wie sie sich aufgrund des ersten Versuchsdurchgangs zur Rißlokalisierung ergibt. In diesem Diagramm sind die Dehnungen aufgetragen, die innerhalb der Meßlänge des Dehnungsaufnehmers D1 aufgetreten sind. Es zeigt sich ein stetiger, nahezu linearer Zusammenhang zwischen Spannung und Dehnung bis zu dem Punkt, bei dem die Entlastung der Probe ausgelöst wurde. Dieses lineare Verhalten deutet darauf hin, daß eine Rißbildung in diesem Probenbereich nicht zu erwarten ist.

Diese Vermutung wird bestätigt, wenn man die in Bild 16 dargestellte Spannungs-Dehnungsbeziehung betrachtet, die aus den Meßwerten des Dehnungsaufnehmers D2 ermittelt wurde. Sie verläuft zunächst analog zu der oben beschriebenen nahezu linear, weicht aber bei ca. zwei Drittel der aufnehmbaren Maximalspannung von der idealen Geraden ab und zeigt danach ein deutlich nichtlineares Verhalten, das das Entstehen eines Risses in diesem Probenbereich ankündigt.

Die Spannungs-Dehnungslinie derselben Probe, die sich aus dem zweiten Durchgang mit jetzt über der Rißzone angeordnetem Meßaufnehmer ergibt, ist in Bild 17 zu sehen. Deutlich erkennbar ist der bis zum Erreichen der Maximallast steile Anstieg mit dem Übergang aus dem überdrückten

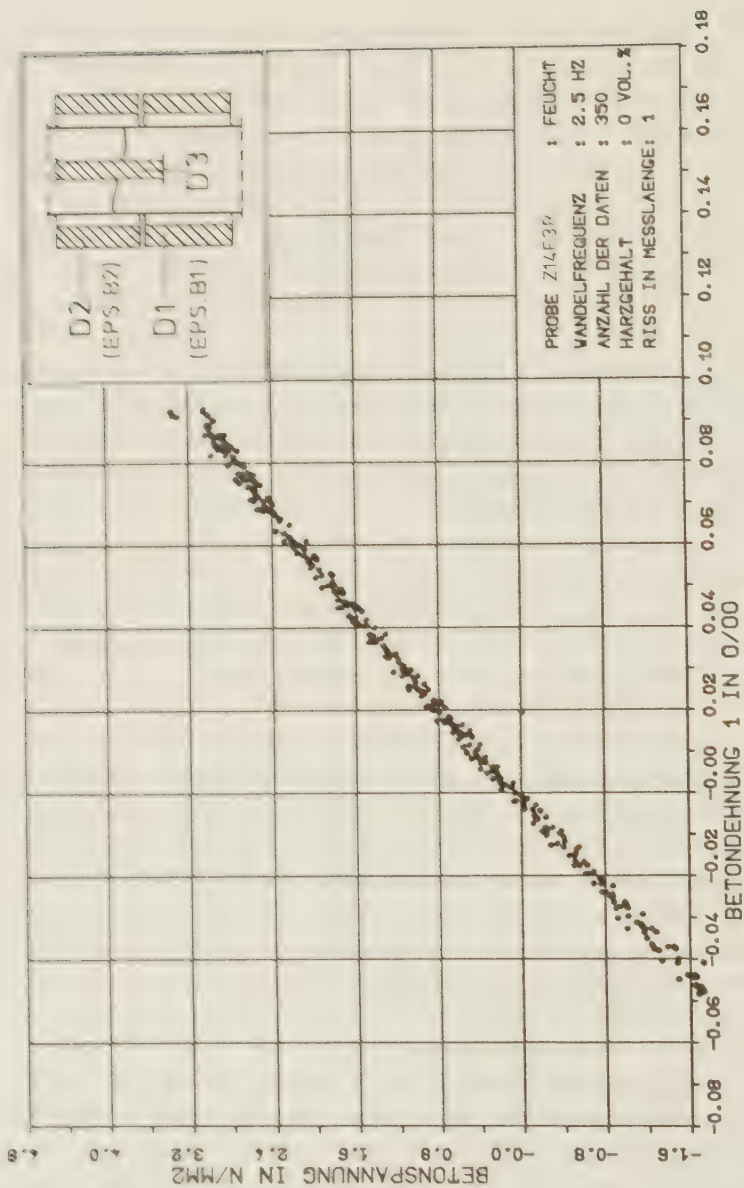


Bild 15: Spannungs-Dehnungslinie eines Zementbetons, 3. Durchgang: Riblokalisierung

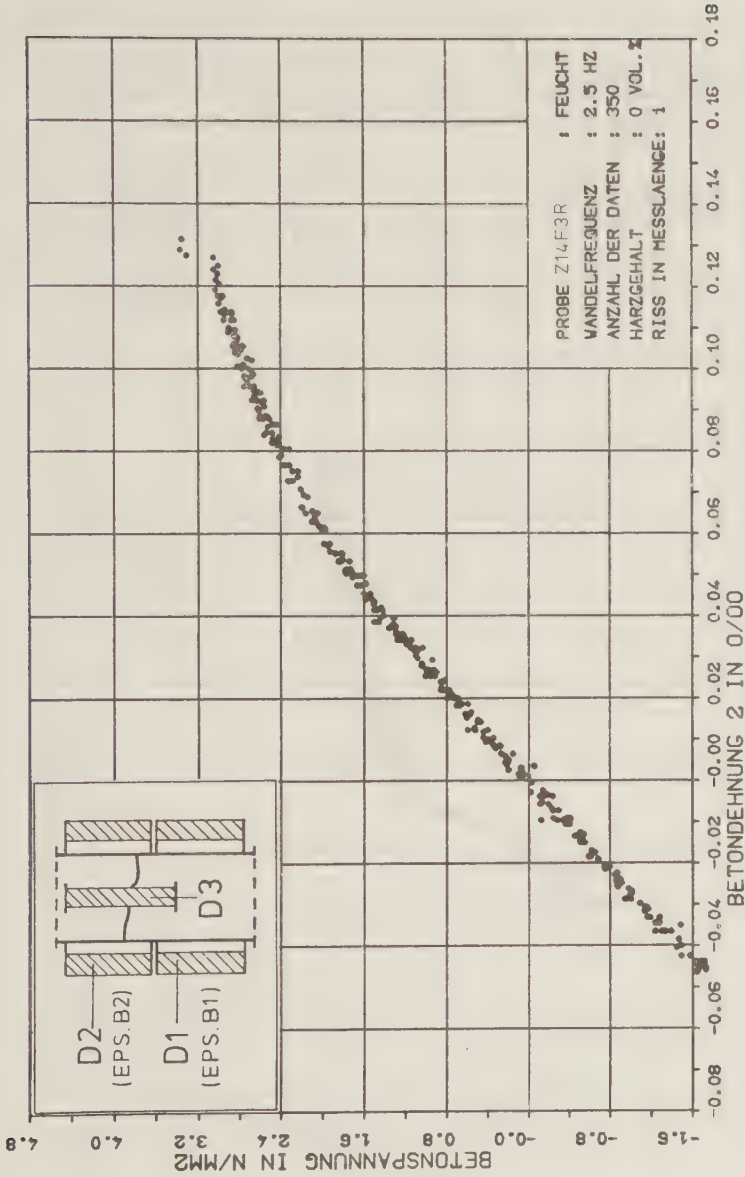


Bild 16: Spannungs-Dehnungsline einer Zementbetons, 1. Durchgang: Rißinkalisierung

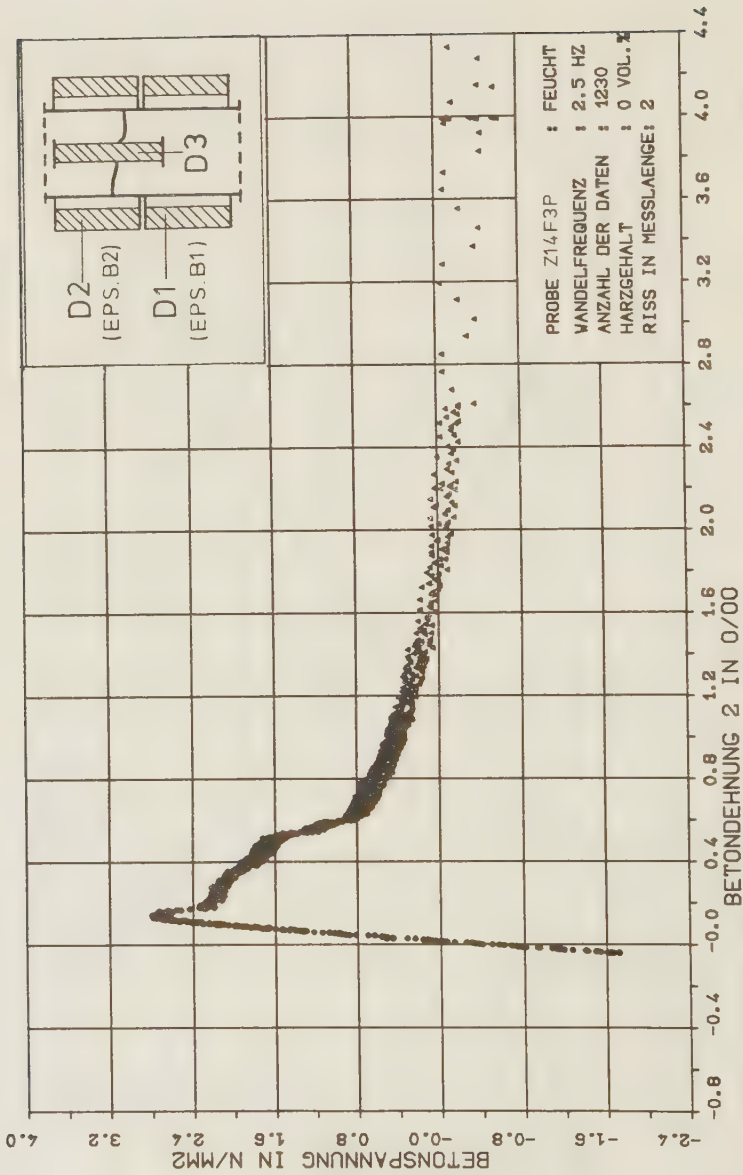


Bild 17: Spannungs-Dehnungslinie eines Zementbetons, 2. Durchgang: Meßlänge über Risszone

Zustand (Vorspannung durch die angespannten Stahlstangen) in den gezogenen Zustand. Nach Überschreiten der Maximallast bei ca. $2,8 \text{ N/mm}^2$ und einer Dehnung von ca. $0,13\%$ erfolgt eine Abnahme der aufnehmbaren Spannung auf ca. $2,2 \text{ N/mm}^2$ bei einer gleichzeitigen Zunahme der Dehnungen auf etwa $0,2\%$. Von diesem Zeitpunkt an ist zunächst eine weitere kontinuierliche Abnahme der übertragbaren Spannung bei stetiger Zunahme der Dehnungen bis zu einer Spannung von $1,6 \text{ N/mm}^2$ und einer Dehnung von $0,52\%$ festzustellen. In diesem Versuchsstadium ist ein erneuter steilerer Abfall auf $0,8 \text{ N/mm}^2$ bei ca. $0,6\%$ zu beobachten, dem sich dann ein stetig abfallender Verlauf bis zum Trennbruch bei ca. $2,4 \%$ anschließt.

Bild 18 zeigt den Verlauf der Spannungs-Dehnungsbeziehung der gleichen Probe, allerdings sind hier die Meßwerte des zweiten Dehnungsaufnehmers aufgetragen, dessen Meßlänge im nicht rißgefährdeten Bereich der freien Probenlänge angeklemt ist. Hierbei ist erwartungsgemäß nach Überschreiten der Maximalspannung der Rückgang der Dehnungen zu erkennen. Es wird deutlich, daß die Dehnungen nicht wieder die Ausgangswerte erreichen, was als ein Indiz für das Auftreten von irreversiblen Verformungen auch in diesem Probenbereich aufgrund von Mikrorißbildung anzusehen ist.

In den Bildern 19 bis 23 sind beispielhaft einzelne Spannungs-Dehnungslinien von harzmodifizierten Betonen zu sehen.

In Bild 19 ist die Spannungs-Dehnungslinie eines harzmodifizierten Betons mit 6 Vol.-% Harzanteil dargestellt, deren Verlauf, insbesondere der des abfallenden Kurvenastes, dem des harzfreien Betons sehr ähnelt, jedoch den relativ steilen Abfall unmittelbar nach Erreichen der

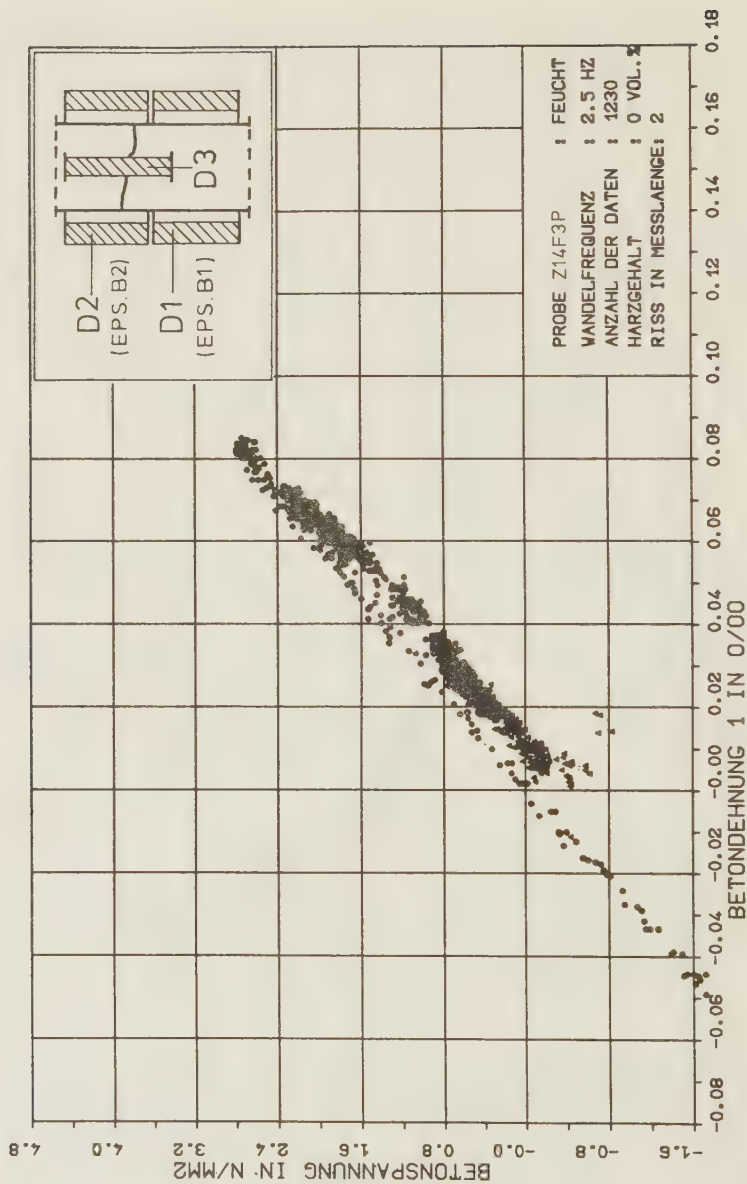


Bild 18: Spannungs-Dehnungslinie eines Zementbetons, 2. Durchgang: Meßlänge nicht über Rißzone

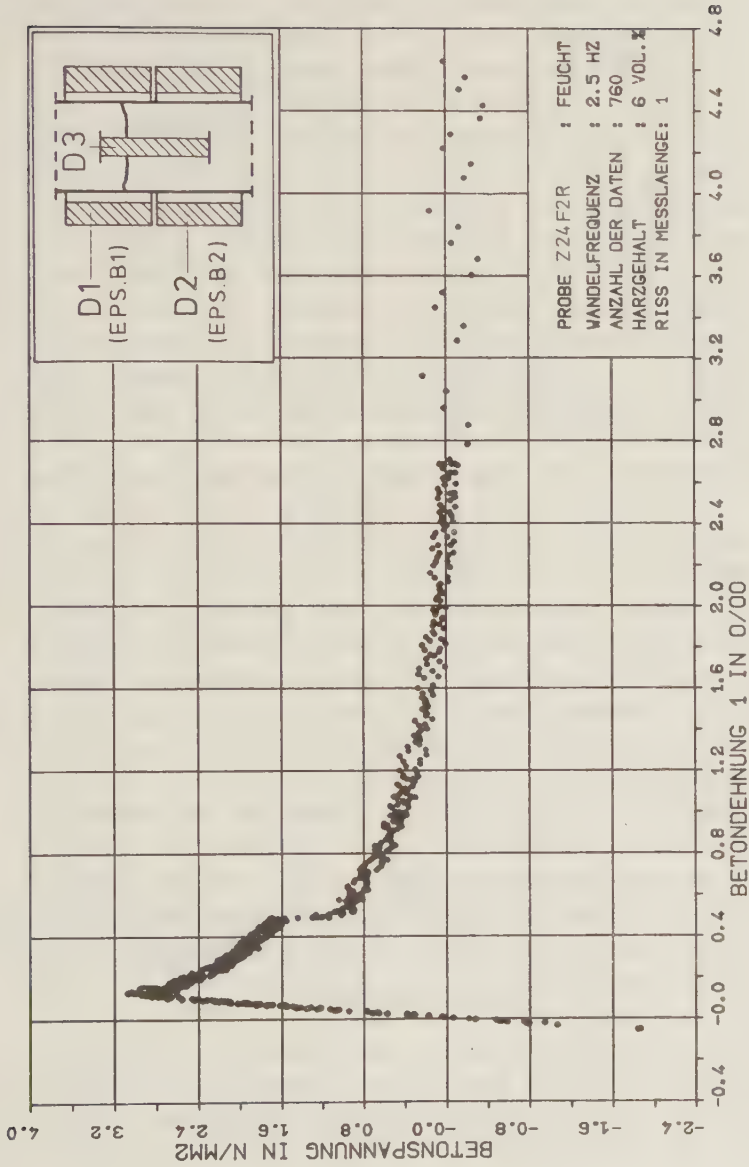


Bild 19: Spannungs-Dehnungsline eines harzmodifizierten Betons mit 6 Vol.-% Harzanteil

Maximallast nicht aufweist. Bei einer etwas höheren Gesamtverformung von ca. 2,6 ‰ ist der Punkt erreicht, bei dem keine Kräfte mehr übertragen werden.

Bild 20 dokumentiert den Verlauf der Spannungs-Dehnungsbeziehung eines Betons mit 12 Vol.% Harzanteil. Es treten im Bereich der Höchstlast deutlich größere Verformungen als bei den Versuchen mit Proben mit 0 Vol.% bzw. 6 Vol.% Harzanteil auf, und der abfallende Ast weist einen deutlich flacheren Verlauf auf. Der bei ca. 0,45 ‰ zu beobachtende Abfall der Spannungen mit einem Wiederanstieg bei zunehmenden Dehnungen ist regelungsbedingt, so daß der gestrichelt dargestellte Verlauf als das wirkliche Verformungsverhalten angesehen werden kann. Der Nulldurchgang der Spannungswerte liegt bei etwa 2,9 ‰.

Bild 21 zeigt das Spannungs-Dehnungsverhalten eines Betons mit 24 Vol.% Harzanteil, bei dem ein noch flacher abfallender Ast festzustellen ist. Die Maximalspannung beträgt 1,7 N/mm² bei einer Dehnung zwischen 0,2 ‰ und 0,35 ‰. Die Dehnung, bei der keine Kraftübertragung im Versagensquerschnitt mehr möglich ist, liegt bei Werten von über 3,6 ‰. Die abgebildete Kurve resultiert aus dem 2. Belastungsdurchgang.

In Bild 22 ist schließlich die Spannungs-Dehnungslinie eines Betons dargestellt, dessen Bindemittelvolumen aus 50 Vol.% Harzanteil besteht. Bei dieser Probe ergibt sich eine etwas höhere Maximalspannung als beim Beton mit 24 Vol.% Harzanteil, jedoch liegen die Maximaldehnungen auch bei ca. 4,0 ‰.

In Bild 23 sind die oben beschriebenen fünf Spannungs-Dehnungslinien mit Harzanteilen von 0 %, 6 %, 12 %, 24 % und 50 % in einem Diagramm zusammengefaßt. Die Zugfestigkeit des harzfreien Zementbetons liegt in dieser Darstel-

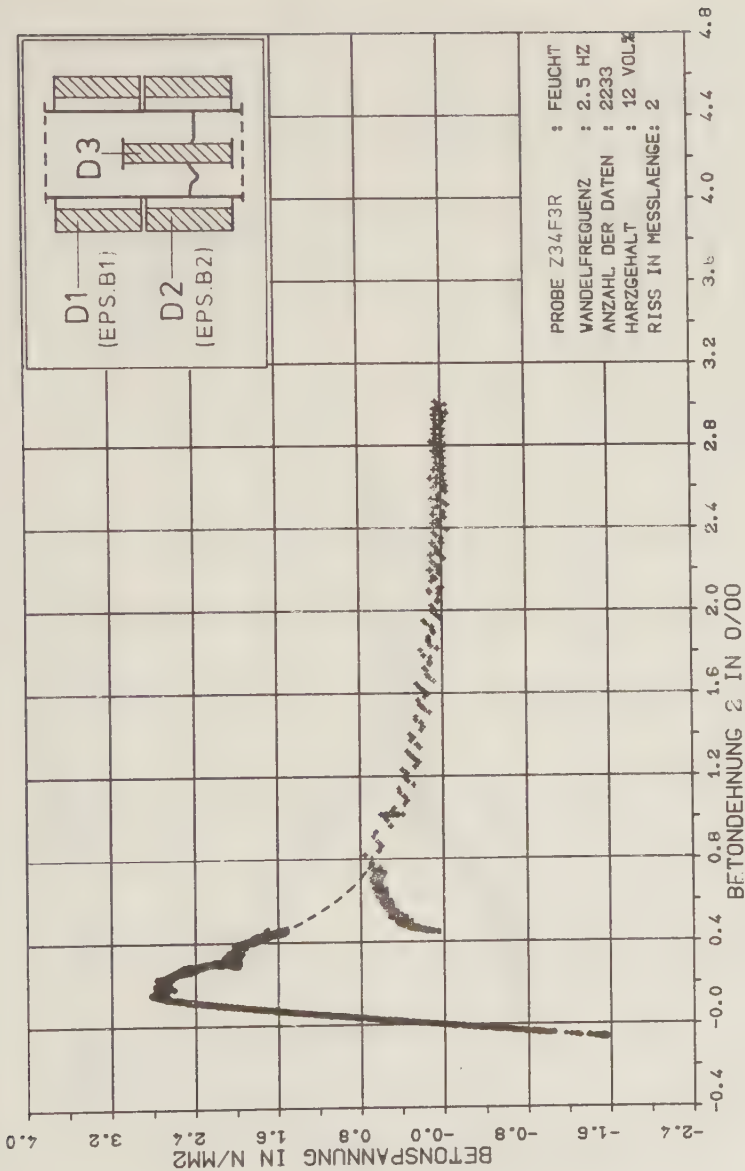


Bild 20: Spannungs-Dehnungslinie eines harzmodifizierten Betons mit 12 Vol.% Harzanteil

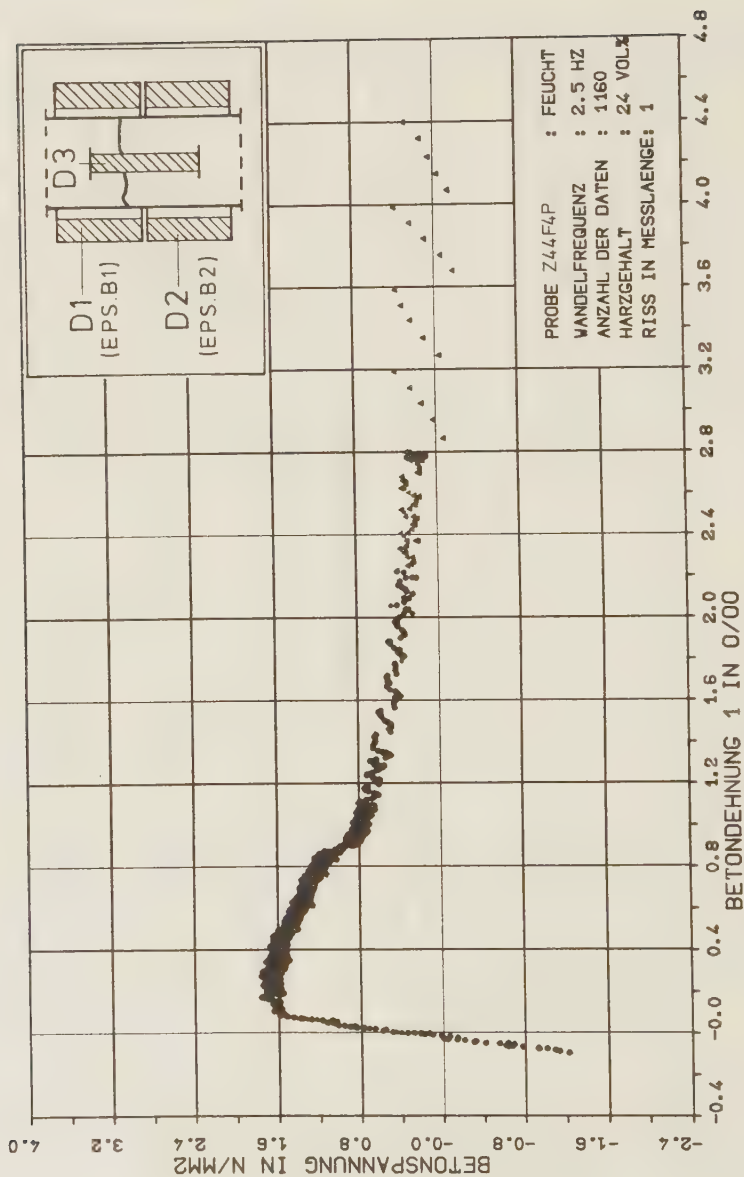


Bild 21: Spannungs-Dehnungsline eines harzmodifizierten Betons mit 24 Vol. % Harzanteil

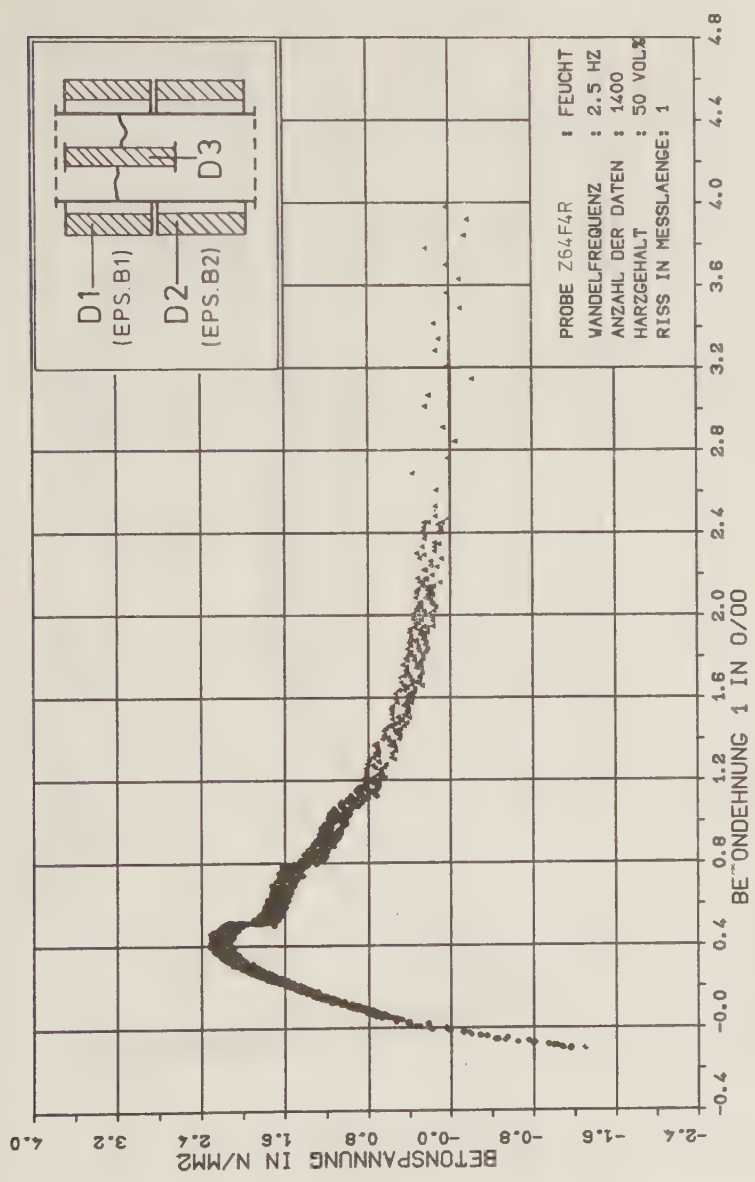


Bild 22: Spannungs-Dehnungsline eines harzmodifizierten Betons mit 50 Vol.% Harzanteil

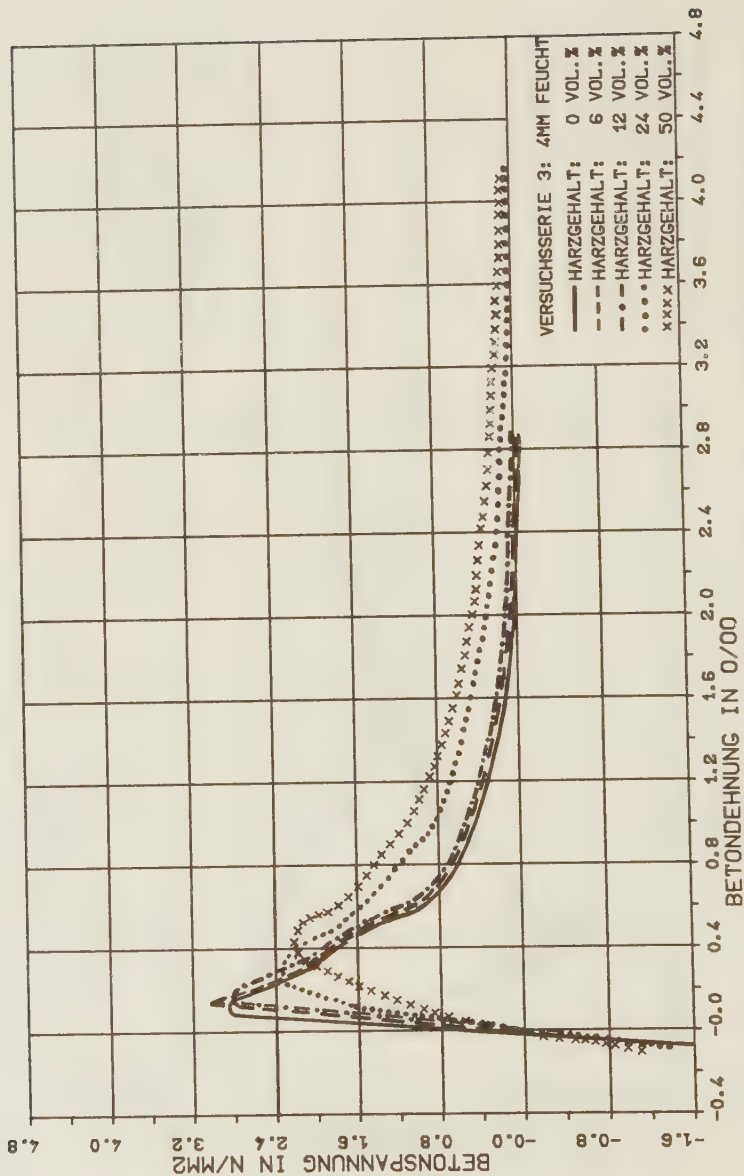


Bild 23: Spannungs-Dehnungslinien von Zementbeton und harzmodifizierten Betonen aus der Versuchsserie 3

lung geringfügig unter der des harzmodifizierten Betons mit 6 Vol.% Harzanteil. Dies läßt sich dadurch erklären, daß die hier dargestellte Spannungs-Dehnungslinie des harzfreien Betons aus dem zweiten Belastungsdurchgang resultiert, d.h. die durch die erste Belastung eingeprägte Vorschädigung führt dazu, daß im zweiten Durchgang nur noch eine geringere Festigkeit von ca. 2.80 N/mm^2 erreicht werden kann; die im ersten Durchgang erzielte Festigkeit liegt bei ca. 3.20 N/mm^2 . In einer ersten Analyse kann ein duktiler werdendes Baustoffverhalten mit steigendem Harzgehalt festgestellt werden, was sich unter anderem in größeren Dehnungen bei Erreichen der Maximalspannung und einer generellen Abnahme der Zugfestigkeiten ausdrückt.

4.1.2 Stahlfaserverstärkte Betone

Für die Versuchsserie der stahlfaserverstärkten Betone mit einem Fasergehalt von 1,8 Vol.% und vorwiegend in Belastungsrichtung orientierten Stahlfasern ist exemplarisch in den Bildern 24 und 25 eine Spannungs-Dehnungsbeziehung mit abfallendem Ast dargestellt.

Bei diesem Versuch wird die Differenzierschaltung nicht aktiviert, da erfahrungsgemäß bei stahlfaserverstärkten Betonen ein plötzlicher Trennbruch der Probe durch die rißüberbrückende Wirkung der Fasern vermieden wird und somit mit dynamischen Bruchvorgängen nicht zu rechnen ist. Wie in Bild 24 zu sehen, kann daher direkt im ersten Belastungsdurchgang eine Spannungs-Dehnungslinie mit abfallendem Kurvenast ermittelt werden, da der Riß innerhalb der Meßlänge des zur Regelung dienenden Meßaufnehmers liegt.

In Bild 24 steigen die Spannungen bis zu einem Maximalwert von 4, N/mm² bei 0,2 ‰ Dehnung an. Nach einer kontinuierlichen Zunahme der Dehnungen bis etwa 0,4 ‰ bei konstanter Last ist zunächst ein Spannungsabfall auf ca. 3,5 N/mm² zu beobachten, dem eine weitere stetige Abnahme der Spannungen mit jedoch vergleichsweise starker Zunahme der Dehnungen bis ca. 1,0 ‰ bei einer Spannung von ca. 2,5 N/mm² folgt (vgl. Kurve (1)). Zu diesem Zeitpunkt wird der Versuch zunächst unterbrochen und die Belastung zurückgenommen. Anschließend werden die Kraftnebenschußstangen ausgebaut, da sich durch den kontinuierlich fortschreitenden Faserauszug derart große Verformungen ergeben, daß dies eine Überdehnung der Stahlstangen zur Folge hätte. Nach dem Ausbau der Kraftnebenschußstangen wird dann eine erneute Belastung aufgebracht, die zu dem mit Kurve (2) gekennzeichneten Verlauf der

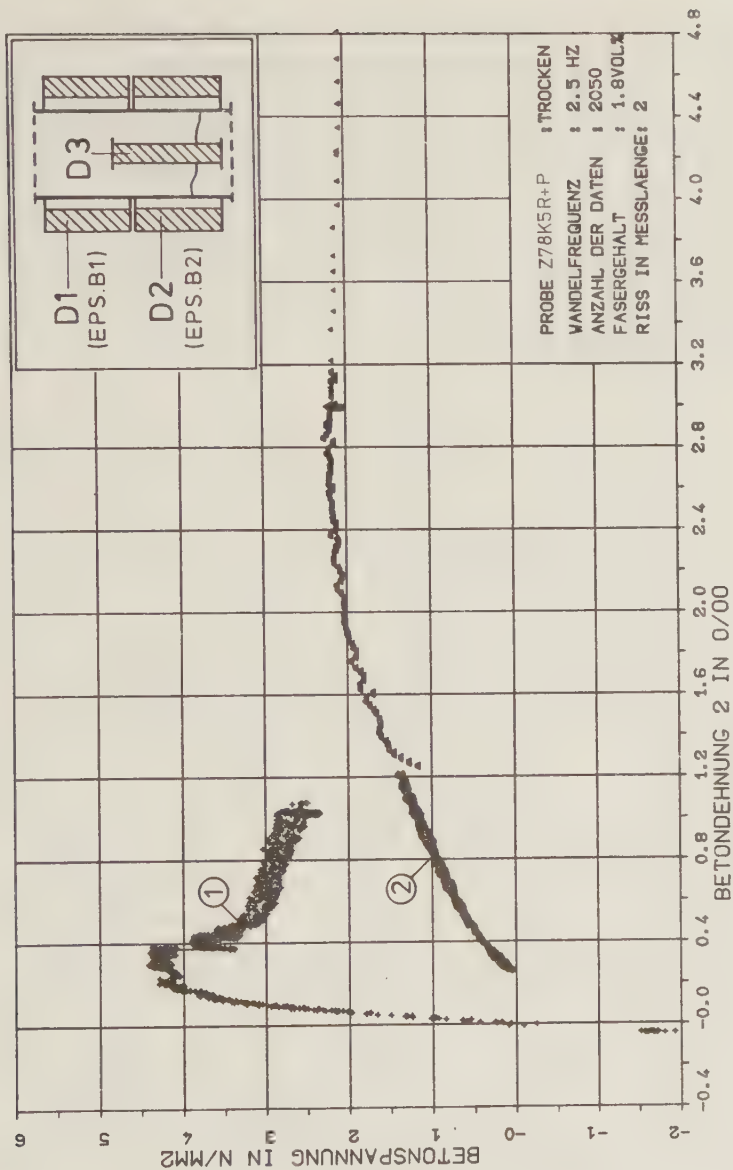


Bild 24: Spannungs-Dehnungsline eines stahlfaserverstärkten Betons mit 1,8 Vol. % Stahlfasern (Ausschnitt, vgl. Bild 25)

Spannungen und Dehnungen führt. Es ergibt sich ein deutlich flacherer Anstieg der Spannungs-Dehnungslinie mit Beginn bei einer Spannung von Null - eine Vorspannung der Probe wie im ersten Teil des Versuches entfällt - und einer Vordehnung von ca. 0,2 ‰, die aus irreversiblen Verformungsanteilen aus dem ersten Belastungsmodus resultiert. Bei einer Spannung von etwa $2,4 \text{ N/mm}^2$ verläuft die Spannungs-Dehnungslinie zunächst horizontal und ist im weiteren Verlauf durch eine stetige Abnahme der Spannungen bei gleichzeitiger Zunahme der Dehnungen charakterisiert.

In Bild 25 ist die gesamte Spannungs-Dehnungsbeziehung dieses Versuches in einem anderen Maßstab für die Dehnungen dargestellt, so daß der gesamte abfallende Ast mit dem kontinuierlich fortschreitenden Faserauszug aufgezeigt werden kann. Bei einer Dehnung von ca. 26 ‰ wird der Versuch angehalten, da der für die Regelung benutzte Dehnungsaufnehmer seine maximal mögliche Auslenkung von +1 mm erreicht hat. In einem weiteren, hier nicht dargestellten Durchgang wird die Probe dann in Wegregelung bis zum vollständigen Faserauszug belastet.

In Bild 26 ist die Spannungs-Dehnungslinie einer Probe aus stahlfaserverstärktem Beton mit 1,8 Vol.% Stahlfasern aufgetragen, die aus einem Stahlfaserbetonbalken herausgesägt wurde, und somit eine zufällige Orientierung der Fasern aufweist (vgl. Abschnitt 3.3.3). Der Verlauf der Spannungs-Dehnungslinie bis zum Erreichen der Maximalspannung ist vergleichbar mit der in Bild 24 dargestellten Probe mit bevorzugt in Belastungsrichtung orientierten Fasern. Die gesägte Probe weist jedoch im Vergleich zur Probe mit bevorzugter Faserorientierung eine geringere Zugfestigkeit (ca. $3,4 \text{ N/mm}^2$) bei etwa doppelt so großer Dehnung ($\approx 0,45\text{‰}$) auf.

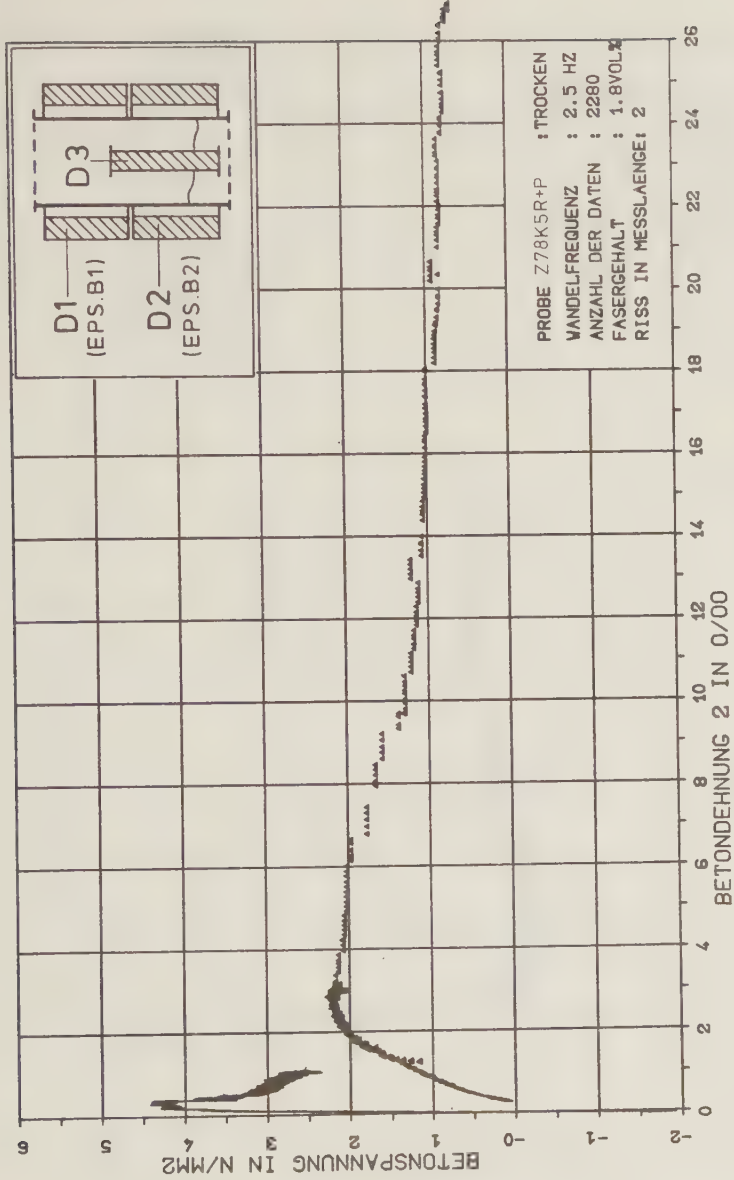


Bild 25: Spannungs-Dehnungslinie eines stahlfaserverstärkten Betons mit 1,8 Vol. % Stahlfasern

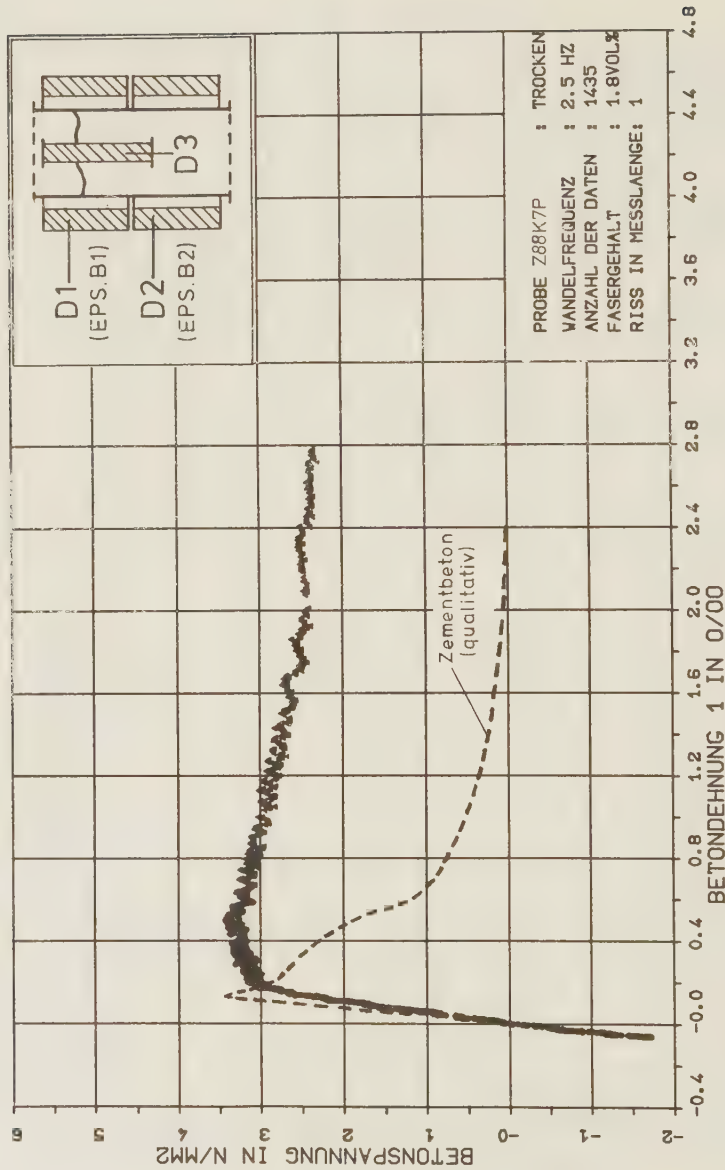


Bild 26: Spannungs-Dehnungslinie eines stahlfaserverstärkten Betons mit 1,8 Vol. % Stahlfasern (Fasern nicht orientiert)

Der weitere Verlauf der Spannungs-Dehnungslinie nach dem Überschreiten der Maximalspannung ist durch die stetige Zunahme der Dehnungen bei gleichzeitiger kontinuierlicher Abnahme der Spannungen gekennzeichnet. Ein zwischenzeitlicher, steiler Spannungsabfall, wie er bei der Probe mit bevorzugter Faserorientierung zu beobachten ist (vgl. Bild 24), tritt bei diesem Versuch nicht auf. Bei einer erreichten Dehnung von ca. 2,7‰ wird der Versuch beendet, damit die Kraftnebenschlußstangen nicht überdehnt werden. In diesem Bereich unterscheidet sich das Verformungsverhalten des Stahlfaserbetons deutlich von dem eines Zementbetons, wie die im Bild 26 zum Vergleich eingetragene Spannungs-Dehnungslinie zeigt.

Eine quantitative Aussage über den vollständigen abfallenden Ast kann aus der in Bild 27 abgebildeten Spannungs-Dehnungslinie einer Probe aus der gleichen Versuchsserie gewonnen werden. Dieser Versuch wird von Beginn an ohne Kraftnebenschlußstangen durchgeführt; die Spannungs-Dehnungslinie beginnt daher aufgrund der fehlenden Vorspannung unmittelbar bei Null. Sowohl das Verhalten bis zum Erreichen der Maximalspannung, als auch der Verlauf des abfallenden Astes bis zu einer Dehnung von ca 1,7‰ entsprechen grundsätzlich den Beobachtungen im letzten Versuch aus der gleichen Serie (vgl. Bild 26).

Darüber hinaus läßt sich aus diesem Versuch der kontinuierliche, reibungsbedingte Faserauszug mit stetiger Spannungsabnahme und ständiger Dehnungszunahme erkennen. Durch die mechanisch begrenzte Auslenkung des Dehnungsaufnehmers auf + 1 mm ist die Aufzeichnung der Dehnung bei einer Meßbasis von 40 mm nur bis zu Werten von ca. 26‰ möglich.

Ein Vergleich der Versuche mit bevorzugt und zufällig orientierten Fasern zeigt, daß bei der Probe mit in Belastungsrichtung orientierten Fasern eine höhere Festig-

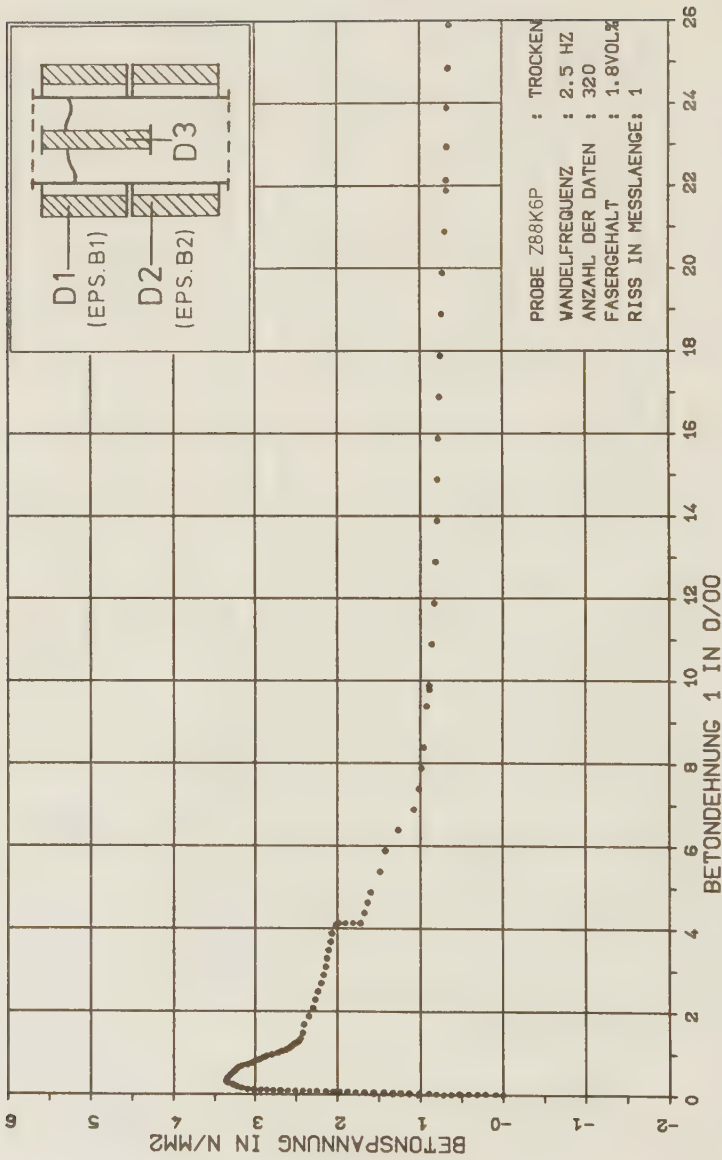


Bild 27: Spannungs-Dehnungsline eines stahlfaserverstärkten Betons mit 1,8 Vol. % Stahlfasern (Fasern nicht orientiert)

keit bei geringerer Dehnung ermittelt wird. Diese Festigkeitseinbuße bei den Proben mit zufälliger Faserorientierung läßt sich zum einen durch die zu beobachtenden Querschnittsschwächungen als Folge herausgebrochener Zuschlagkörner durch das Sägen erklären, zum anderen ist nicht auszuschließen, daß durch die mechanische Beanspruchung beim Sägevorgang die Verankerungen einzelner Stahlfasern im Randbereich gelockert werden und dadurch, zumindest im äußeren Querschnittsbereich der Probe, ein teilweise vorgeschädigtes Gefüge mit verminderten mechanischen Eigenschaften vorliegt. Desweiteren ist aus zentralen Zuguntersuchungen von SHAH, RANGAN /18/, JOHNSTON, GRAY und EDGINGTON /21/ und HANNANT, WILLIAMS /20/ bekannt, daß stahlfaserverstärkte Betone mit parallel zur Belastungsrichtung orientierten Fasern im Vergleich zu Betonen mit zufällig orientierten Stahlfasern geringfügig höhere Zugfestigkeit aufweisen; die Festigkeitssteigerungen liegen bei etwa 5 bis 10 %.

Bei einer Dehnung von 2,0 ‰ erreichen beide Proben eine Spannung von ca. $2,3 \text{ N/mm}^2$. Von diesem Zeitpunkt an unterscheiden sich beide Betone im weiteren Verlauf des abfallenden Astes, der durch den kontinuierlichen Faserauszug bestimmt wird, nur unwesentlich. Zwischenzeitliche, geringe Spannungsabfälle deuten durch vollständigen Auszug einzelner Fasern bedingte Energieumlagerungen auf andere, noch an der Kraftübertragung beteiligte Fasern an. Bei der aufgrund der verwendeten Meßsysteme maximal meßbaren Dehnung von ca. 26,0 ‰ liegt die noch aufnehmbare Spannung sowohl bei der Probe mit orientierten als auch bei der mit nicht orientierten Fasern bei ca. $0,8 \text{ N/mm}^2$.

4.2 Zusammenstellung der Ergebnisse

4.2.1 Zementbetone und harzmodifizierte Betone

Auf die Vorstellung weiterer Ergebnisse in Form von Spannungs-Dehnungslinien aus den 3 Versuchsserien mit Zementbetonen und harzmodifizierten Betonen wird an dieser Stelle verzichtet. Statt dessen werden die Ergebnisse aller Versuche in tabellarischer Form zusammengefaßt.

Zu diesem Zweck wird zunächst nur der aufsteigende Ast der Spannungs-Dehnungslinien bis zum Spannungsmaximum eines jeden Versuchs betrachtet. Die Zugfestigkeit β_z , die bei Erreichen der Zugfestigkeit gemessenen Dehnungen ϵ (nach über dem Riß und nicht über dem Riß angeordneter Meßlänge unterschieden) und der Zug-Elastizitätsmodul E_z als Ursprungsmodul werden ermittelt und für jede Versuchsserie getrennt in einer Tabelle aufgeführt.

Dieser Vorgehensweise entsprechend sind in Tabelle 5 die Ergebnisse der ersten Versuchsserie, in der Zementbetone und harzmodifizierte Betone mit 8 mm Größtkorn bei Klimalagerung untersucht werden, zusammengestellt.

Die Ergebnisse der Versuchsserie 2 sind in Tabelle 6 aufgeführt. Die Proben dieser Serie unterscheiden sich von denen der ersten durch die Abmessung des Größtkorns, das auf 4 mm begrenzt ist. Die Art der Lagerung entspricht der der Versuchsserie 1.

Tabelle 7 schließlich zeigt die Ergebnisse der Versuchsserie 3, deren Proben nach dem Ausschalen in einer Feuchtkiste gelagert wurden. Der Durchmesser des Größtkorns beträgt 4 mm.

VERSUCHSSERIE 1				
Klimalagerung 8 mm Größtkorn				
Harzgehalt	β_z	ϵ bei β_z	ϵ bei β_z	Elastizitäts-
		Meßlänge über Riß	Meßlänge nicht über Riß	modul (Zug)
Vol. %	N/mm ²	‰	‰	N/mm ²
0	5,00	0,210	0,170	32.650
0	5,35	0,210	0,190	32.400
0	5,00	—	0,150	34.500
0	4,70	0,200	0,160	32.000
0	4,90	0,210	0,165	32.500
0	4,50	0,220	0,175	34.000
6	4,20	0,160	0,150	32.250
6	4,10	0,180	0,150	31.250
6	4,25	0,200	0,190	31.750
6	4,50	0,195	0,180	29.875
6	4,45	0,200	0,170	30.075
12	3,50	0,220	0,165	23.500
12	4,10	0,195	0,185	23.800
12	3,85	0,200	0,190	22.625
12	3,75	0,215	0,195	24.750
24	2,75	0,215	—	19.100
24	3,25	0,225	0,190	19.350
24	3,35	—	0,190	19.150
24	3,55	0,260	0,240	18.500
24	3,60	0,230	0,210	17.850
24	3,95	0,285	0,260	18.725
50	—	0,340	—	14.850
50	4,55	0,365	0,355	14.850
50	4,50	0,355	0,340	14.625
50	4,20	0,345	0,320	15.000
50	4,40	0,370	0,365	14.750
50	4,70	0,410	0,360	14.350

— = Meßwerte nicht reproduzierbar

Tabelle 5: Ergebnisse der Versuchsserie 1

VERSUCHSSERIE 2				
Klimalagerung 4 mm Größtkorn				
Harzgehalt	β_z	ϵ bei β_z Meßlänge über Riß	ϵ bei β_z Meßlänge nicht über Riß	Elastizitäts- modul (Zug)
Vol. %	N/mm ²	‰	‰	N/mm ²
0	4,60	0,165	—	34.750
0	5,10	0,165	0,155	38.450
0	5,40	0,165	0,160	36.575
0	4,75	0,160	0,140	36.350
0	4,75	0,170	0,150	35.000
6	5,50	0,180	0,170	35.750
6	4,80	0,140	0,140	34.750
6	4,20	0,120	0,110	36.000
6	—	0,140	0,120	—
12	5,00	0,220	0,210	23.900
12	4,65	0,185	0,180	28.600
12	4,80	0,200	0,180	29.475
12	—	0,220	0,190	28.750
12	5,70	0,240	0,230	24.750
12	4,90	0,200	0,190	26.550
24	4,80	0,280	0,250	20.600
24	4,40	0,240	0,220	20.850
24	4,60	0,240	0,230	20.200
24	4,85	0,250	—	18.550
24	—	0,290	0,270	20.000
24	4,75	0,280	0,250	20.550
50	3,80	0,320	0,295	14.650
50	4,60	0,320	0,295	15.250
50	4,85	0,390	0,350	15.800
50	3,80	0,330	0,270	14.700
50	—	0,360	0,320	—
50	—	0,345	0,325	15.750

— = Meßwerte nicht reproduzierbar

Tabelle 6: Ergebnisse der Versuchsserie 2

VERSUCHSSERIE 3				
Feuchtlagerung 4 mm Größtkorn				
Harzgehalt	β_z	ϵ bei β_z	ϵ bei β_z	Elastizitäts- modul (Zug)
		Meßlänge über Riß	Meßlänge nicht über Riß	
Vol. %	N/mm ²	‰	‰	N/mm ²
0	4,45	0,150	0,130	34.000
0	3,50	0,120	0,090	33.150
0	3,20	0,130	0,090	34.000
6	3,30	0,160	0,130	29.150
6	3,10	0,140	0,110	29.250
6	3,30	0,140	0,120	28.500
12	2,80	0,140	0,100	26.500
12	3,30	0,170	0,160	25.500
12	2,80	0,160	0,135	24.000
24	3,20	0,220	0,200	17.500
24	2,75	0,160	0,145	18.500
24	2,30	0,180	0,135	18.750
24	1,85	0,220	0,110	16.750
24	2,00	0,160	0,140	17.000
50	3,15	0,250	0,225	15.000
50	3,10	0,245	0,210	14.500
50	2,70	0,215	0,195	14.250
50	2,20	0,310	0,260	15.500

Tabelle 7: Ergebnisse der Versuchsserie 3

4.2.2 Stahlfaserverstärkte Betone

Die Ergebnisse der Versuchsserien 4 und 5, in denen stahlfaserverstärkte Betone untersucht werden, sind ebenso wie im letzten Abschnitt in tabellarischer Form aufgeführt, wobei wiederum zunächst nur der aufsteigende Ast berücksichtigt wird.

Dementsprechend sind in den Tabellen 8 und 9 die Zugfestigkeit β_z , die Dehnungen ϵ (wieder unterschieden nach über dem Riß und nicht über dem Riß angeordneter Meßlänge) und der Elastizitätsmodul E für die Serien mit orientierten und nicht orientierten Fasern dargestellt. Das Größtkorn ist auf 8 mm beschränkt, die Proben lagerten im Klimaraum.

VERSUCHSSERIE 4				
Klimalagerung 8 mm Größtkorn				
Fasern <u>nicht</u> orientiert				
Fasergehalt	β_z	ϵ bei β_z	ϵ bei β_z	Elastizitäts-
		Meßlänge über Riß	Meßlänge nicht über Riß	modul (Zug)
Vol. %	N/mm ²	‰	‰	N/mm ²
1,8	3,15	0,195	0,145	27.000
1,8	3,15	0,160	0,110	28.250
1,8	3,20	0,180	0,110	29.750
1,8	3,30	0,220	0,140	28.500
1,8	3,35	0,170	0,110	30.750
1,8	3,30	0,210	0,135	30.250
1,8	3,40	0,220	0,145	28.000
1,8	3,35	0,170	0,120	28.000
1,8	3,10	0,180	0,125	28.500
1,8	3,30	0,170	0,140	30.000
1,8	3,20	0,190	0,170	29.000

Tabelle 8: Ergebnisse der Versuchsserie 4

VERSUCHSSERIE 5				
Klimalagerung 8 mm Größtkorn				
Fasern orientiert				
Fasergehalt	β_z	ϵ bei β_z	ϵ bei β_z	Elastizitäts- modul (Zug)
		Meßlänge über Riß	Meßlänge nicht über Riß	
Vol. %	N/mm ²	‰	‰	N/mm ²
1,8	3,75	0,150	0,130	33.000
1,8	4,00	0,200	0,160	30.250
1,8	4,10	0,195	0,150	31.000
1,8	4,30	0,260	0,240	31.250
1,8	4,10	0,185	0,150	34.000

Tabelle 9: Ergebnisse der Versuchsserie 5

4.3 Bewertung der Ergebnisse

4.3.1 Zementbetone und harzmodifizierte Betone

Die im letzten Abschnitt in tabellarischer Form vorgestellten Ergebnisse der 3 Versuchsserien mit Zementbetonen und harzmodifizierten Betonen sollen an dieser Stelle genauer analysiert werden. Dazu werden im folgenden die ermittelten Kenngrößen der einzelnen Serien, die Zugfestigkeit β_z , der Elastizitätsmodul E und die über dem Riß bzw. nicht über dem Riß gemessenen Dehnungen ϵ in Diagrammen miteinander verglichen.

In den Bildern 28 bis 31 wird jeweils eine der genannten Kenngrößen aus der Versuchsserie 1 (8 mm Größtkorn und Klimalagerung) der entsprechenden Kenngröße der Versuchsserie 2 (4 mm Größtkorn und Klimalagerung) gegenübergestellt. Somit kann der Einfluß der Größtkornabmessung auf die jeweilige Kenngröße verdeutlicht werden.

In Bild 28 sind die erreichten Zugfestigkeiten in Abhängigkeit vom Harzgehalt für die Versuchsserien 1 und 2 dargestellt. Die unterschiedliche Größtkornabmessung führt bei den Zementbetonen zu keinen signifikanten Unterschieden in der Zugfestigkeit. Mit steigendem Harzgehalt - zumindest bis zu Harzanteilen von 24 Vol.% - nehmen die Zugfestigkeiten bei beiden Größtkorndurchmessern ab; dabei ist die Abnahme der Zugfestigkeit bei den Proben mit 8 mm Größtkorn bis zu einem Harzanteil von 24 Vol.% ausgeprägter als bei den Proben mit 4 mm Größtkorn. Bei 50 Vol.% Harzgehalt beeinflussen die unterschiedlichen Größtkornabmessungen die Zugfestigkeit jedoch nicht; die Unterschiede in der Festigkeit liegen innerhalb des Streubereichs der einzelnen Serien.

ZUGFESTIGKEIT IN N/MM**2

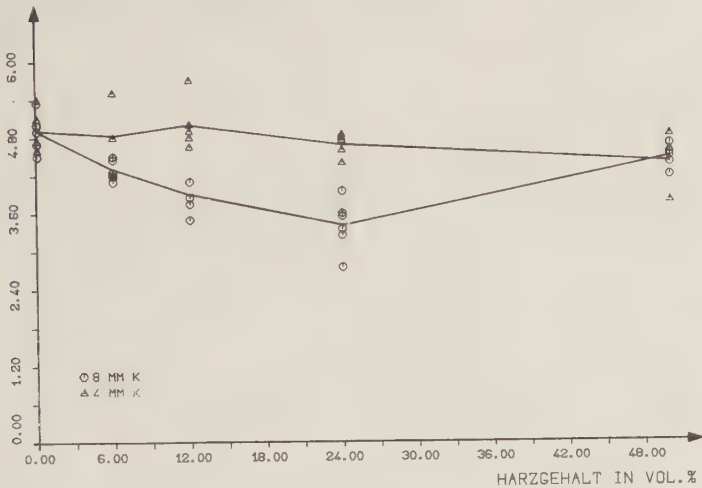


Bild 28: Zugfestigkeiten bei 8 mm und 4 mm Größtkorn und Klimalagerung in Abhängigkeit vom Harzgehalt

ELASTIZITÄTSMODUL IN KN/MM**2

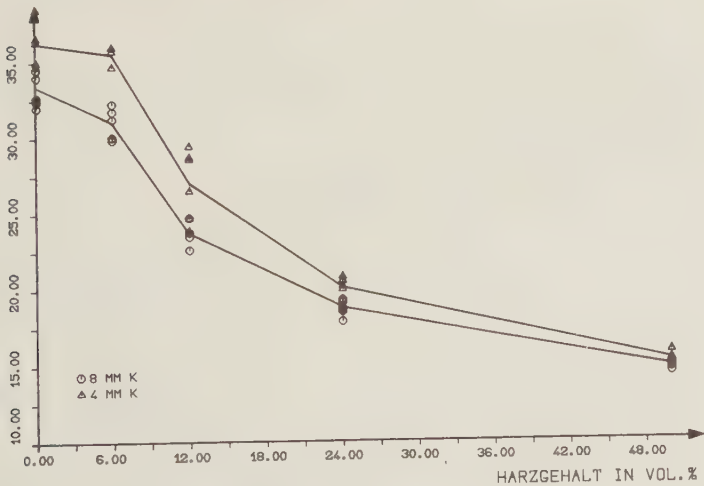


Bild 29: Elastizitätsmoduln bei 8 mm und 4 mm Größtkorn und Klimalagerung in Abhängigkeit vom Harzgehalt

Ein Vergleich der Zugelastizitätsmoduln bei den Versuchsserien 1 und 2 ist in Bild 29 zu sehen. Es wird deutlich, daß bei der Serie mit 4 mm Größtkorn generell größere Elastizitätsmoduln ermittelt werden als bei der Serie mit 8 mm Größtkorn.

Auffallend bei beiden Serien ist die stetige Verringerung des Elastizitätsmoduls mit zunehmenden Harzanteilen. Die Zugabe von 50 Vol.% Epoxidharz bewirkt, daß der Elastizitätsmodul im Vergleich zum Zementbeton um ca. 60 % kleiner wird. Die Verwendung von 8 mm Größtkorn führt bei den Zementbetonen zu einer ca. 10 %-igen Verringerung des Elastizitätsmoduls gegenüber der Serie mit 4 mm Größtkorn; bei den harzmodifizierten Betonen beträgt der Unterschied bei 6 Vol.% Harzanteil zunächst ca. 15 %. Mit zunehmendem Harzgehalt verliert der Einfluß des Größtkorns an Bedeutung, so daß bei 50 Vol.% Harzanteil keine nennenswerten Differenzen bei den Elastizitätsmoduln bei 8 mm und 4 mm Größtkorn festzustellen sind.

In Bild 30 sind die in der Versuchsserie 1 und 2 gemessenen Dehnungen, die sich bei über dem Riß angeordneter Meßlänge bei Erreichen der Zugfestigkeit ergeben, in Abhängigkeit vom Harzgehalt aufgetragen. Die stufenweise Harzzugabe bewirkt bei beiden Serien eine stetige Erhöhung der Betondehnungen, so daß bei 50 Vol.% Harzanteil Werte erreicht werden, die bei 4 mm Größtkorn um etwa 110 %, bei 8 mm Größtkorn um etwa 75 % höher liegen als die Werte, die bei den vergleichbaren Zementbetonen erzielt werden. Ein Vergleich der beiden Linienzüge zeigt, daß die Verwendung von 8 mm Größtkorn beim Zementbeton zu höheren Dehnungen führt als die Verwendung von 4 mm Größtkorn. Bei den harzmodifizierten Betonen mit 6 Vol.% Harzanteil ist der gleiche Effekt zu beobachten, während bei höheren Harzgehalten die unterschiedlichen Größtkornabmessungen die über dem Riß gemessenen Dehnungen nicht

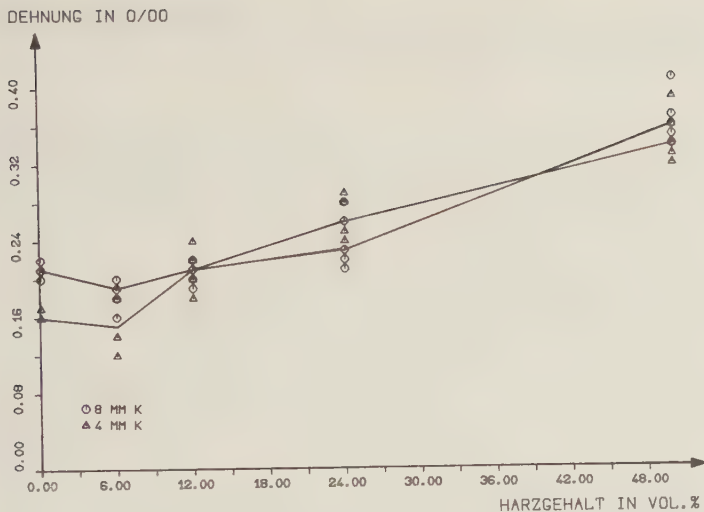


Bild 30: Dehnungen über dem Riß bei 8 mm und 4 mm Größtkorn und Klimälagerung in Abhängigkeit vom Harzgehalt

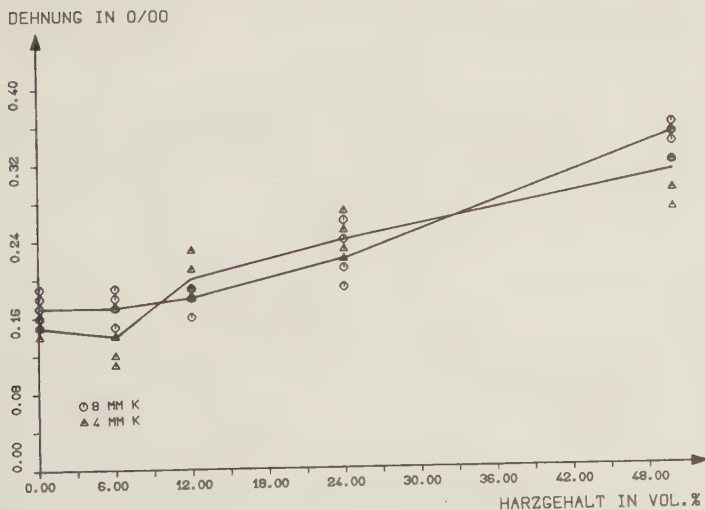


Bild 31: Dehnungen neben dem Riß bei 8 mm und 4 mm Größtkorn und Klimälagerung in Abhängigkeit vom Harzgehalt

eindeutig beeinflussen, wie die dicht beieinanderliegenden Werte der beiden Serien zeigen.

Ein ähnliches Verhalten ist zu beobachten, wenn die im nicht vom Riß betroffenen Probenbereich gemessene Dehnungen für die Versuchsserie 1 und 2 in Abhängigkeit vom Harzgehalt aufgetragen werden, wie in Bild 31 dargestellt. Auch bei dieser Kenngröße läßt sich durch die Steigerung des Harzanteils eine generelle Zunahme der bei Erreichen der Zugfestigkeit gemessenen Dehnungen feststellen, wenn auch nicht in dem Maße wie bei den Dehnungen, die mit über dem Rißbereich angeordneter Meßlänge ermittelt werden (vgl. Bild 30). Die Dehnungen des reinen Zementbetons und des harzmodifizierten Betons mit 6 Vol.% Harzanteil liegen zwar auch hier noch geringfügig über denen, die sich bei der Serie mit 4 mm Größtkorn ergeben, doch grenzen die Streubereiche beider Versuchsreihen bereits aneinander. Bei Harzgehalten von 12 Vol.% bis 50 Vol.% läßt sich ein eindeutiger Einfluß des Größtkorns auf die Dehnungen nicht mehr erkennen.

In den Bildern 32 und 35 werden die vier genannten Kenngrößen der Versuchsserie 2 (4 mm Größtkorn und Klimallagerung) denen der Versuchsserie 3 (4 mm Größtkorn und Feuchtlagerung) gegenübergestellt.

Bild 32 zeigt, daß die Zugfestigkeiten mit steigendem Harzgehalt bei klima- und feuchtelagerten Proben leicht abnehmen. Die Serie mit Feuchtlagerung weist dabei generell niedrigere Festigkeiten auf als die Serie mit Klimallagerung. Während der Unterschied bei den Zementbetonen ca. 35 % beträgt, ergeben sich bei den harzmodifizierten Betonen mit steigendem Harzgehalt noch größere Differenzen; bei einem Harzgehalt von 24 Vol.% beträgt die Festigkeits-einbuße immerhin ca. 50 %. Eine Zugabe von 50 Vol.% Harz

ZUGFESTIGKEIT IN N/MM**2

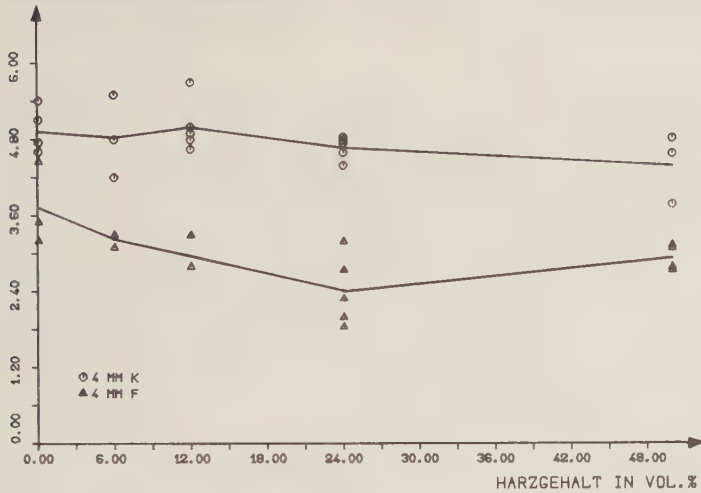


Bild 32: Zugfestigkeiten bei 4 mm Größtkorn und Klima- bzw. Feuchtlagerung in Abhängigkeit vom Harzgehalt

ELASTIZITÄTSMODUL IN KN/MM**2

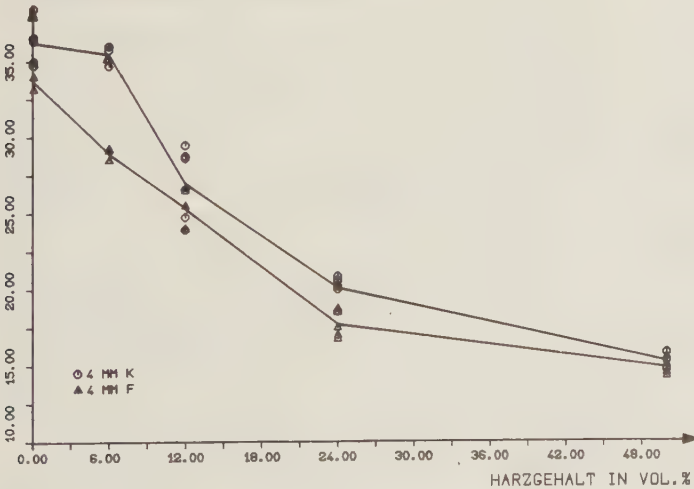


Bild 33: Elastizitätsmoduln bei 4 mm Größtkorn und Klima- bzw. Feuchtlagerung in Abhängigkeit vom Harzgehalt

bewirkt dagegen "nur" eine Verringerung der Zugfestigkeit von ca. 33 %.

In Bild 33 sind für die Versuchsserien 2 und 3 die Zugelastizitätsmoduln für verschiedene Harzgehalte aufgetragen. Es ist eine generelle Abnahme des Elastizitätsmoduls mit zunehmendem Harzgehalt zu beobachten, wie es bereits der Vergleich zwischen der Versuchsserie 1 und 2 (vgl. Bild 29) zeigt. Bei 50 Vol.% Harzanteil ist der Elastizitätsmodul nur noch halb so groß wie beim entsprechenden Zementbeton. Die Feuchtlagerung führt dazu, daß die Werte des Elastizitätsmoduls sowohl beim Zementbeton als auch bei den harzmodifizierten Betonen bis zu Harzanteilen von 24 Vol.% stets unter denen der vergleichbaren Versuchsserie mit Klimalagerung liegen. Dabei ist der Unterschied bei 6 Vol.% besonders ausgeprägt. Lediglich die Proben mit 50 Vol.% Harzanteil weisen bei Klima- und Feuchtlagerung keine signifikanten Unterschiede beim Elastizitätsmodul auf.

Bild 34 zeigt eine Gegenüberstellung der im Reißbereich aufgetretenen Dehnungen für die Versuchsserien 2 und 3. Der untere Linienzug kennzeichnet den Verlauf der Dehnungen in Abhängigkeit vom Harzgehalt für feuchtelagerte Proben. Zwar läßt sich eine geringfügige Zunahme der Dehnungen mit Erhöhung des Harzgehalts feststellen, doch ist diese bei weitem nicht so ausgeprägt, wie es bei den Proben mit Klimalagerung zu beobachten ist. Die feuchtelagerten Proben aus Zementbeton und harzmodifiziertem Beton erreichen im Vergleich zu den klimagelagerten Proben jeweils geringere Dehnungen; die Differenz beträgt beim Zementbeton weniger als 10 %, bei 6 Vol.% Harzgehalt ist sogar kein Unterschied feststellbar. Bei den höheren Harzanteilen differieren die Werte beider Serien wieder deutlicher, so daß bei 50 Vol.% Harzanteil die

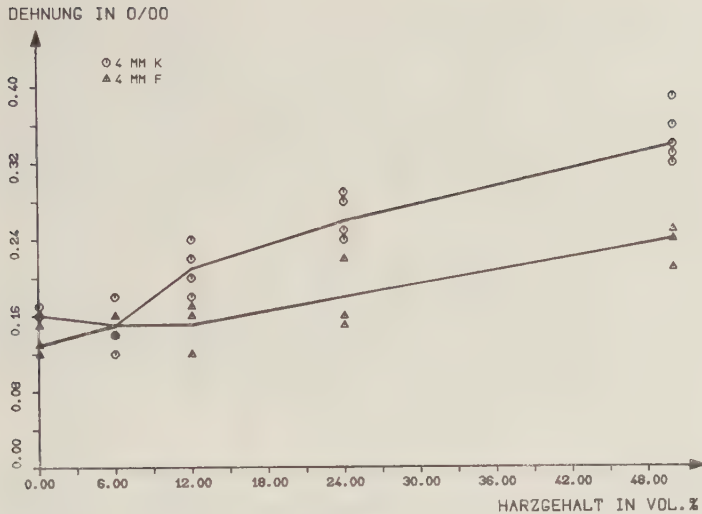


Bild 34: Dehnungen über dem Riß bei 4 mm Größtkorn und Klima- bzw. Feuchtlagerung in Abhängigkeit vom Harzgehalt

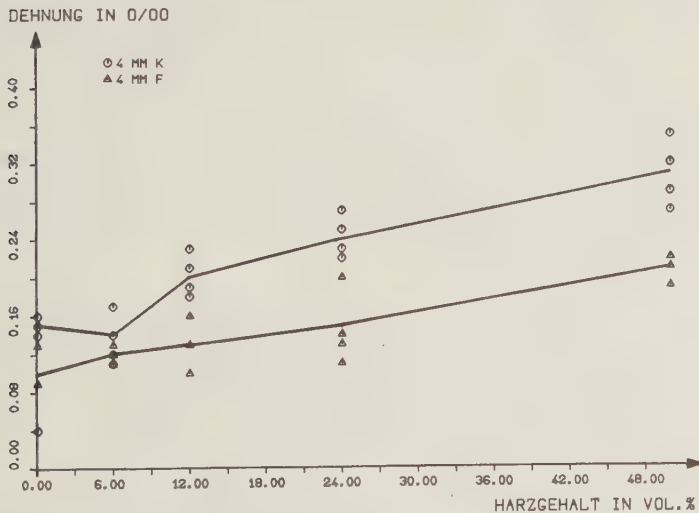


Bild 35: Dehnungen neben dem Riß bei 4 mm Größtkorn und Klima- bzw. Feuchtlagerung in Abhängigkeit vom Harzgehalt

erreichten Dehnungen nur bei ca. 66% der Werte der klimagelagerten Proben liegen.

Die in Bild 35 dargestellten Linienzüge für die nicht im unmittelbaren Rißbereich gemessenen Dehnungen zeigen qualitativ den gleichen Verlauf wie die Kurven der Dehnungen im Rißbereich (vgl. Bild 34); lediglich die Unterschiede in den Absolutwerten fallen bei den Zementbetonen und den harzmodifizierten Betonen mit 6 Vol.% Harzanteil etwas größer aus als bei den Dehnungen im Rißbereich. Erwartungsgemäß erreichen die neben dem Rißbereich aufgetretenen Dehnungen nicht die Werte, die sich bei den im Rißbereich ermittelten Dehnungen ergeben.

Aus dieser Gegenüberstellung der Ergebnisse aus den Versuchsserien 1, 2 und 3 lassen sich die Einflüsse des Größtkorns und der Lagerungsart auf die vier genannten Kenngrößen ableiten. Die Auswirkungen der beiden Parameter auf die vier Kenngrößen werden in Tabelle 10 noch einmal qualitativ für die Zementbetone und harzmodifizierten Betone aufgezeigt. In dieser Darstellung bedeutet ein nach rechts gerichteter Pfeil eine Zunahme des Absolutwertes der jeweiligen Kenngröße, ein nach links gerichteter Pfeil weist auf eine Abnahme des Absolutwertes der jeweiligen Kenngröße hin. Ein Doppelpfeil deutet an, daß kein signifikanter Unterschied bei der jeweiligen Kenngröße festgestellt werden kann.

Aus der Betrachtung des aufsteigenden Astes der Spannungs-Dehnungslinien der ersten drei Versuchsserien ergibt sich, daß eine Erhöhung des Größtkorns von 4 mm auf 8 mm bei Klimalagerung sich wie folgt auswirkt:

- die Zugfestigkeiten liegen, zumindest bei Harzgehalten von 6 bis 24 Vol.%, deutlich unter denen der 4 mm-Serie;

Beton- arten	Harz- anteil in Vol. %	4 mm Größtkorn Klimalagerung				8 mm Größtkorn Klimalagerung				4 mm Größtkorn Klimalagerung → Feuchtlagerung			
		β_z	E_z	ϵ	ϵ	β_z	E_z	ϵ	ϵ	β_z	E_z	ϵ	ϵ
Zement- betone	0 %	↔	↓	↑	über Reiß neben Reiß	↑	↑	↑	↑	↓	↓	über Reiß neben Reiß	↓
Harz- modifi- zierte	6 %	↓	↓	↑	↑	↑	↑	↑	↑	↓	↓	↔	↔
Betone	12 %	↓	↓	↔	↔	↔	↔	↔	↔	↓	↓	↓	↓
	24 %	↓	↓	↔	↔	↔	↔	↔	↔	↓	↓	↓	↓
	50 %	↔	↔	↔	↔	↔	↔	↔	↔	↓	↔	↓	↓

 $\hat{=}$ Zunahme
  $\hat{=}$ Abnahme
  $\hat{=}$ unverändert

Tabelle 10: Qualitative Veränderungen der vier Kenngrößen bei Variation des Größtkorns und der Lagerungsart

- die Elastizitätsmoduln sind bei den Zementbetonen geringer als die der 4 mm-Serie; mit steigendem Harzgehalt verliert der Einfluß des Größtkorns an Bedeutung;
- die im Rißbereich auftretenden Dehnungen liegen bei den Zementbetonen und den Betonen mit 6 Vol.% Harzanteil über denen der 4 mm-Serie, bei höherem Harzgehalt ergibt sich kein signifikanter Unterschied;
- bei den neben dem Rißbereich auftretenden Dehnungen werden ebenfalls nur bei den Zementbetonen und den Betonen mit 6 Vol.% Harzgehalt höhere Dehnungen erreicht; bei den übrigen harzmodifizierten Betonen ist kein Einfluß feststellbar.

Eine Feuchtlagerung der Proben bewirkt gegenüber einer Klimalagerung bei 4 mm Größtkorn folgende Veränderungen:

- Die Zugfestigkeiten liegen bei den Zementbetonen und den harzmodifizierten Betonen deutlich unter denen der Klimalagerung;
- Die Elastizitätsmoduln sind bei den Zementbetonen und den Betonen mit 6 Vol.% Harzanteil niedriger als bei Klimalagerung, bei höheren Harzanteilen wird dieser Effekt deutlich schwächer;
- die im Rißbereich auftretenden Dehnungen erreichen bei Feuchtlagerung generell kleinere Werte; der Unterschied fällt bei den Zementbetonen und den Betonen mit 6 Vol.% Harzanteil geringer aus als bei höheren Harzgehalten;
- für die neben dem Rißbereich gemessenen Dehnungen ergeben sich ebenfalls generell kleinere Werte; auch hier wirkt sich die Feuchtlagerung bei höheren Harzgehalten stärker aus als niedrigeren Harzgehalten.

4.3.2 Stahlfaserverstärkte Betone

Der Unterschied im Verformungsverhalten zwischen Zementbetonen und stahlfaserverstärkten Betonen wird deutlich, wenn die Ergebnisse der Versuchsserien 4 und 5 mit denen der Versuchsserie 1 verglichen werden. Zu diesem Zweck werden die bereits bekannten vier Kenngrößen - die Zugfestigkeit β_z , der Elastizitätsmodul E und die Dehnungen ϵ über bzw. neben dem Riß - für diese drei Serien einander gegenübergestellt. Dabei beschränken sich diese Betrachtungen zunächst jeweils auf den aufsteigenden Ast der Spannungs-Dehnungslinien.

In Bild 36 sind die Zugfestigkeiten, die Elastizitätsmoduln und die Dehnungen für die Zementbetone der Versuchsserie 1 und für die Stahlfaserbetone der Versuchsserien 4 und 5 in Diagrammen aufgetragen.

Die Zugfestigkeiten der Zementbetone liegen über denen der stahlfaserverstärkten Betone, wobei die Proben mit orientierten Fasern nur ca. 80 % der Festigkeit der Zementbetone erreichen, während bei den Proben mit nicht orientierten Fasern die Festigkeiten nur ca. 66 % von denen der Zementbetone betragen. Die Festigkeitseinbuße bei den stahlfaserverstärkten Betonen ist zum Teil dadurch zu erklären, daß die Proben mit orientierten Fasern unmittelbar nach dem Ausschalen in die Klimakammer gelegt wurden, während die Zementbetone nach dem Ausschalen für 7 Tage in einem Wasserbecken lagerten, und damit bessere Hydratationsbedingungen gegeben waren. Dieser Vorteil drückt sich in den höheren Festigkeiten bei den Zementbetonen aus. Auf den Festigkeitsunterschied bei den Betonen mit orientierten und nicht orientierten Fasern ist bereits im Abschnitt 4.1.2 näher eingegangen worden; er soll an dieser Stelle nicht weiter diskutiert werden.

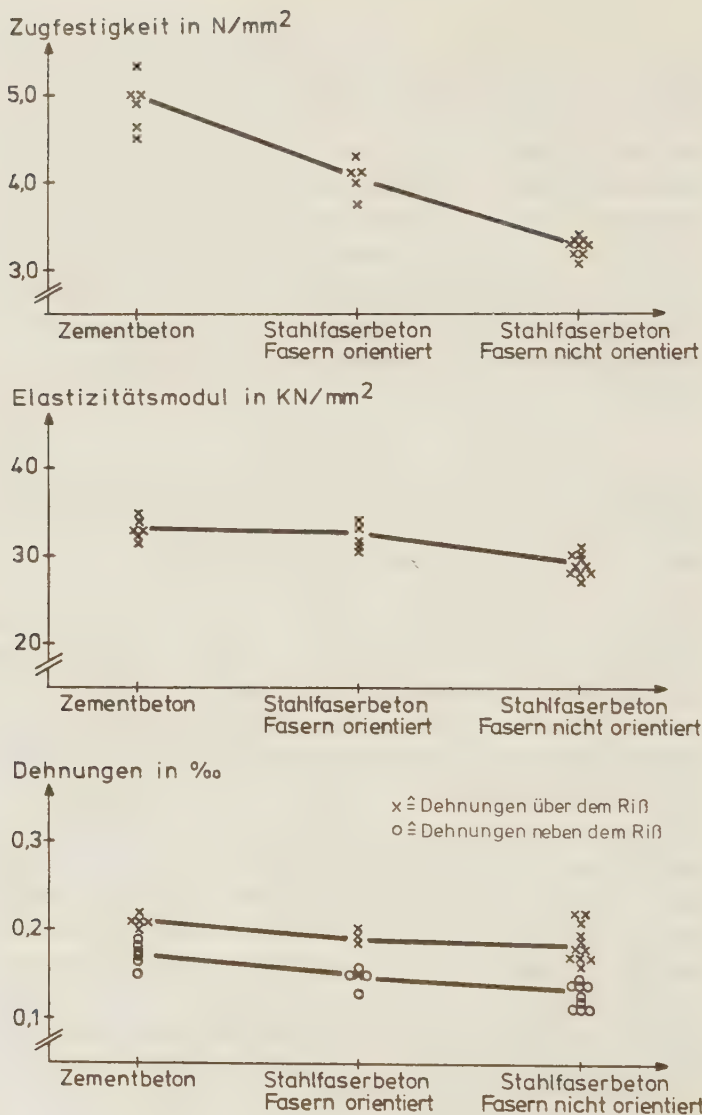


Bild 36: Kenngrößen von Zementbetonen und Stahlfaserbetonen mit verschiedenen Faserorientierungen im Vergleich

Das zweite Diagramm in Bild 36 zeigt die ermittelten Zugelastizitätsmoduln für die Zementbetone und die stahlfaserverstärkten Betone. Bei dieser Kenngröße läßt sich kein nennenswerter Unterschied zwischen den Zementbetonen und den Stahlfaserbetonen mit orientierten Fasern erkennen. Lediglich bei den Betonen mit nicht orientierten Fasern ist eine geringfügige Abnahme des Elastizitätsmoduls im Vergleich zu den anderen Betonen festzustellen.

Im dritten Diagramm des Bildes 36 sind die Dehnungen - unterschieden nach den Dehnungen, die im Rißbereich und neben dem Rißbereich auftreten - für die Zementbetone und die beiden Stahlfaserbetone aufgetragen. Erwartungsgemäß liegen die Dehnungen, die im Rißbereich gemessen wurden, bei allen drei Betonen über denen, die im nicht vom Riß betroffenen Probenbereich aufgetreten sind. Diese Kenngrößen werden durch die Zugabe von Stahlfasern jedoch nicht nennenswert beeinflusst, wie der nur leicht abfallende Verlauf der beiden Linienzüge zeigt. Auch eine unterschiedliche Faserorientierung führt nicht zu signifikanten Veränderungen der Dehnungen, die bei Erreichen der Zugfestigkeit ermittelt werden.

Als Ergebnis der Gegenüberstellung dieser drei Versuchsserien kann festgestellt werden, daß - abgesehen von den Differenzen bei der Zugfestigkeit - für die Elastizitätsmoduln und die beiden Dehnungen keine signifikanten Unterschiede im Verformungsverhalten zwischen den Zementbetonen und den stahlfaserverstärkten Betonen abgeleitet werden können.

Hieraus wird ersichtlich, daß sich diese drei unterschiedlichen Betonstrukturen aufgrund der Informationen, die sich aus dem aufsteigenden Ast der Spannungs-Dehnungslien ergeben, nicht einem quasi spröden oder quasi duktilen Baustoff zuordnen lassen. Um eine detailliertere

Beschreibung des Verformungsverhaltens der einzelnen Strukturen zu ermöglichen, ist es deshalb erforderlich, das spezielle Verhalten nach Überschreiten der Maximallast, also den abfallenden Ast der Spannungs-Dehnungslinie, in die Beurteilung miteinzubeziehen.

4.4. Bewertung der Rißlage

Im Anschluß an jeden Versuch wurde die Lage des Risses protokolliert. Zu diesem Zweck war vor dem Einbau der Probe in das Meßgestell ein Raster auf die Probenoberfläche aufgezeichnet worden, so daß die aufgetretenen Rißgeometrien nach Versuchsende in vorgefertigte Formulare übertragen werden konnten. Anhand dieser Aufzeichnungen läßt sich nun für alle fünf Versuchsserien ein Vergleich der jeweiligen Rißlage bei den verschiedenen Parametern anstellen.

Mit diesem Ziel sind in Bild 37 für alle Versuchsserien die Abstände des Risses vom Hülsenrand aufgetragen, wobei immer der jeweils kürzeste Abstand vom oberen Rand bzw. vom unteren Rand berücksichtigt wird, so daß der größte Wert dann genau der Hälfte der freien Probenlänge entspricht, also maximal 45 mm beträgt. Bei den ersten drei Versuchsserien sind die jeweiligen Rißlagen für jeden Harzgehalt getrennt aufgetragen.

Es zeigt sich, daß bei der ersten Serie mit 8 mm Größtkorn und Klimalagerung bei einem Teil der Proben der Riß in unmittelbarer Nähe der Hülse aufgetreten ist, während sich bei den übrigen Proben dieser Serie die Risse an allen Stellen innerhalb der freien Probenlänge bildeten. Bei der Versuchsserie 2 mit 4 mm Größtkorn und Klimalagerung ergibt sich ein ähnliches Bild, jedoch ist der Anteil der Proben, die im Bereich der Hülse gerissen sind, etwas geringer als bei der Versuchsserie 1. Die feuchtgelagerten Proben mit 4 mm Größtkorn aus der dritten Versuchsserie liegen hinsichtlich der Verteilung der Risse im Trend der zweiten Serie; auch hier tritt bei ca. 30 % der Proben der Riß im Bereich des Hülsenrandes auf.

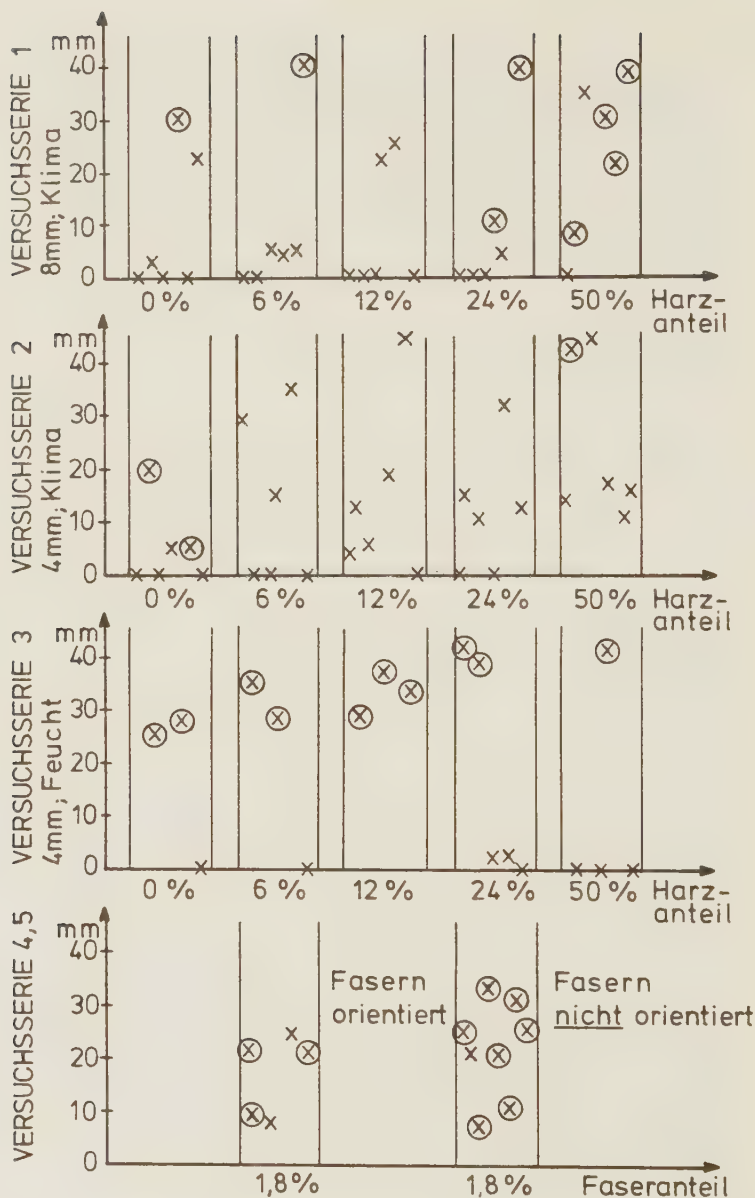


Bild 37: Abstand der Risse vom Hülсенrand bei den Proben der fünf Versuchsserien

Die beiden Versuchsserien mit stahlfaserverstärkten Betonen weichen hinsichtlich der Anzahl der Proben, bei denen der Riß in unmittelbarer Nähe der Stahlhülsen auftritt, deutlich von den ersten drei Versuchsserien ab. Sowohl bei den Proben mit orientierten als auch mit nicht orientierten Fasern ist keine Probe direkt an der Einklebung gerissen; vielmehr sind die Rißzonen, in denen der Trennbruch erfolgte, über den gesamten Bereich der freien Probenlänge verstreut.

Wie im Abschnitt 4.1 bereits angesprochen, ließ sich nicht bei allen Versuchen ein abfallender Ast bei den Spannungs-Dehnungslinien ermitteln. Es stellt sich daher die Frage, ob ein Zusammenhang zwischen der Lage des Risses und der Vollständigkeit der Spannungs-Dehnungslinien besteht. Unter diesem Gesichtspunkt wurde zu allen Versuchen, aus denen sich Spannungs-Dehnungsbeziehungen mit einem abfallenden Ast ergeben, die entsprechende Rißlage herausgesucht. Solche Proben sind in Bild 37 zusätzlich mit einem Kreis versehen. Es wird deutlich, daß unabhängig von der Art der Lagerung, vom Größtkorn und von der Betonart bei allen Versuchen, die zu Spannungs-Dehnungslinien mit abfallendem Ast führen, der Riß ausschließlich in dem Bereich der freien Probenlänge auftritt, dessen Abstand zum Hülsenrand mehr als 5 mm beträgt.

Trägt man den Anteil der Proben, bei denen der Abstand des Risses von der Einklebung größer als 5 mm ist, für jeden Harzgehalt auf, so ergibt sich eine relative Rißhäufigkeit in Abhängigkeit vom Harzgehalt für die drei ersten Versuchsserien, wie in Bild 38 dargestellt. Aus dieser Graphik wird deutlich, daß bei den Serien mit 8 und 4 mm Größtkorn bei Klimalagerung die Rißhäufigkeit mit zunehmendem Harzgehalt ansteigt und bei Harz-

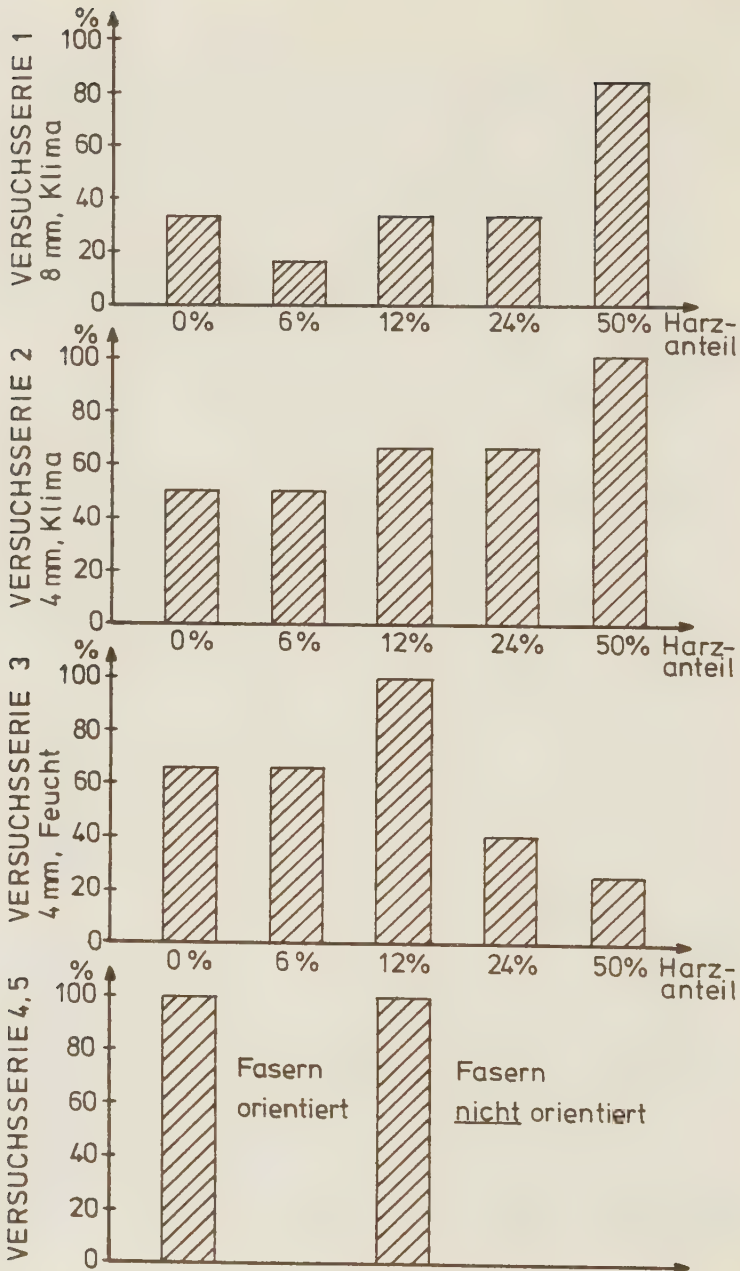


Bild 38: Anteil der Proben mit einem Rißabstand > 5 mm vom Hülsetrand

anteilen von 50 Vol.% besonders ausgeprägt ist. In der Serie mit feuchtgelagerten Proben nimmt die Rißhäufigkeit nur bei einem Harzanteil von 12 Vol.% zu, bei höherem Harzgehalt dagegen vermindert sich wieder die Anzahl der Versuche, bei denen die Risse im mittleren Probenbereich liegen.

4.5 Simulationsrechnung

4.5.1 Modellaufbau

Für eine Simulationsrechnung nach der Finite-Element-Methode muß notwendigerweise ein Modell gewählt werden, das so aufgebaut ist, daß das Tragverhalten der zu untersuchenden Konstruktion realistisch wiedergegeben werden kann. Um dieser Anforderung Genüge zu leisten, wird ein Modellaufbau gewählt, wie ihn Bild 39 zeigt.

In diesem Modell ist die Stahlhülse mit der eingeklebten Probe als ein 1 cm breiter Streifen abgebildet, so daß das dreidimensionale "Tragwerk" auf ein ebenes Spannungsproblem reduziert werden kann. Aus Symmetriegründen braucht nur ein Viertel des Systems berechnet werden, was sich positiv auf den erforderlichen Rechenaufwand auswirkt. Damit ein vollständiges statisches System entsteht, werden in der horizontalen Symmetrieachse einwertige Auflager angeordnet, die eine Einschnürung der Probe bei Belastung erlauben. Die horizontale Stabilität erhält das System durch die in der vertikalen Symmetrieachse angeordneten, ebenfalls einwertigen Auflager, die eine ungehinderte Verformung des Modells in der Zugrichtung erlauben. Die Belastung wird dabei zunächst in diskrete Knotenkräfte umgerechnet, die als äußere Zugkräfte an den ersten 8 Knotenpunkten eingeleitet werden.

Insgesamt setzt sich das Modell aus 125 finiten Scheibenelementen zusammen; die Anzahl der Knoten beträgt 154. An der Stelle, an der die Einklebung und die Stahlhülse beginnen, wird eine feinere Elementaufteilung gewählt, damit der Verlauf der Spannungen in diesem Bereich genauer analysiert werden kann. Die vollständige Diskretisierung des Systems zeigt Bild 40.

Die drei verschiedenen Materialien werden im Modell

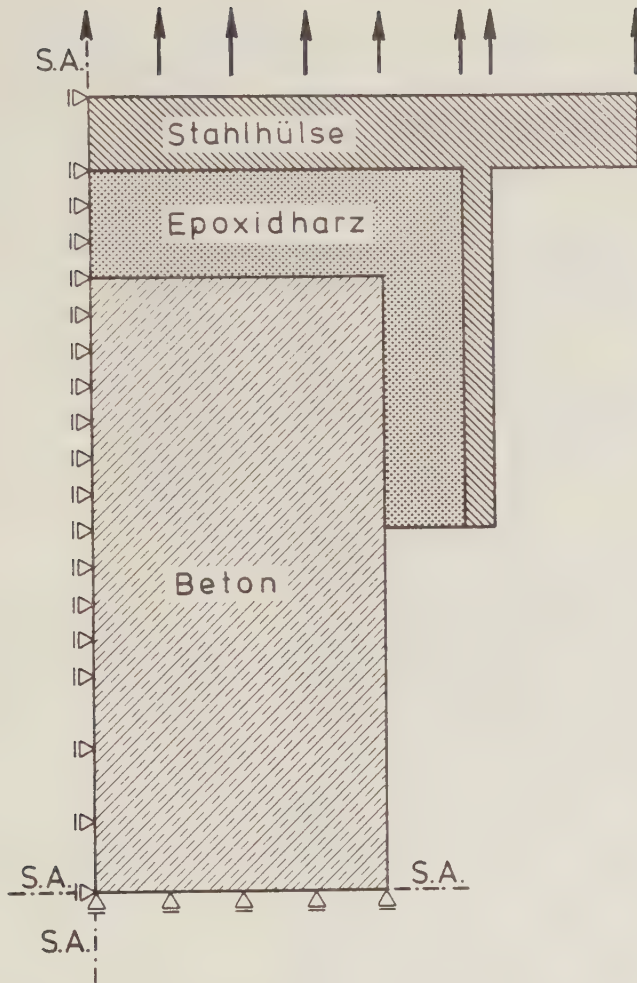


Bild 39: Modell für die Simulationsrechnung

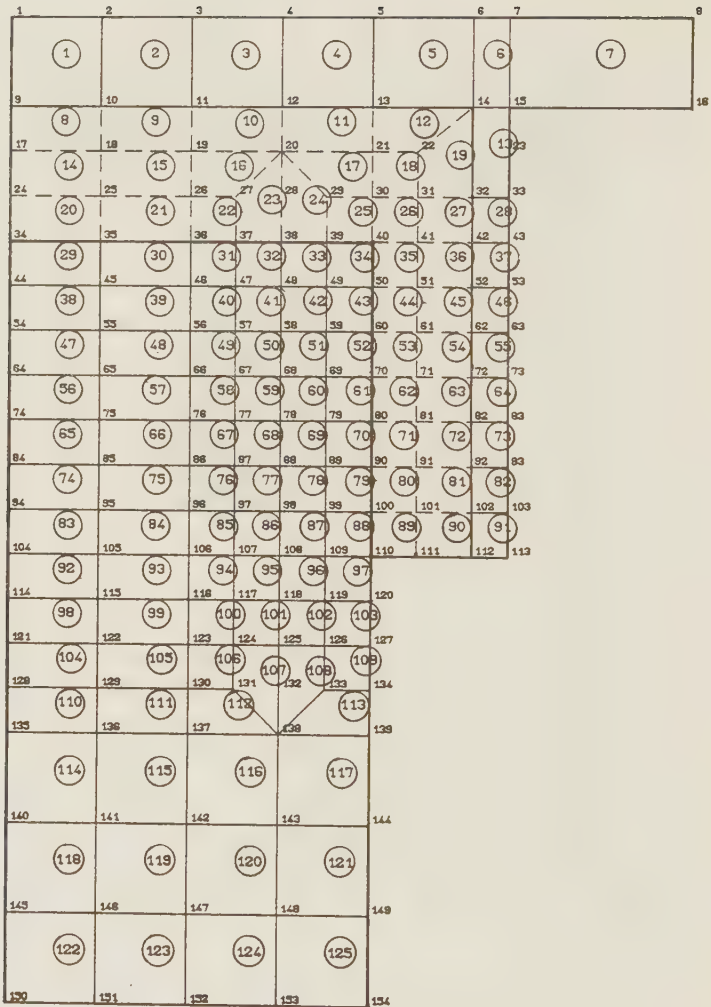


Bild 40: Diskretisierung des Modells

dadurch berücksichtigt, daß den entsprechenden Elementen unterschiedliche Steifigkeiten zugeordnet werden. So wird für die Elemente, die die Stahlhülse abbilden, ein Elastizitätsmodul von $E_s = 210.000 \text{ N/mm}^2$ gewählt, für die Elemente, die die Klebeschicht simulieren, wird ein Elastizitätsmodul von 3.125 N/mm^2 angesetzt (dieser Wert ergibt sich als Mittelwert aus insgesamt 3 zentrischen Druckversuchen an Prismen, die aus dem für das Einkleben verwendeten Epoxidharzsystem hergestellt wurden), und für die Elemente, die den Zementbeton darstellen, wird für den Zugelastizitätsmodul ein Wert von 32.000 N/mm^2 angenommen.

Mit diesem Modellaufbau sind die Anforderungen hinsichtlich einer guten Simulation des "Tragverhaltens" des zu untersuchenden Systems hinreichend erfüllt.

4.5.2 Durchführung der Simulationsrechnung

Für die Berechnung wird das FEM-Programmsystem CAL (Computer Analysis Language) verwendet. Bei diesem Programm besteht die Möglichkeit, daß einzelne Felder während des Rechenablaufs gezielt verändert werden können, was z.B. bei den grafischen Darstellungen von Vorteil ist. Mit Hilfe dieses Programms lassen sich für das gewählte Modell die Verschiebungsgrößen, die Spannungen und die Hauptspannungen mit den entsprechenden Richtungswinkeln in Abhängigkeit von der aufgebrachten Belastung berechnen. Da es sich um eine linear-elastische Berechnung handelt, spielt die Größe der Belastung keine wesentliche Rolle. Die berechneten Weg- bzw. Kraftgrößen sollen nur qualitativ miteinander verglichen werden; eine Ermittlung von Absolutwerten ist nicht Ziel dieser Untersuchungen.

4.5.3 Ergebnisse der Simulationsrechnung

In Bild 41 sind die Hauptspannungen für das gewählte System dargestellt, wie sie sich aus der Berechnung ergeben. Die Hauptdruckspannungen sind mit dem Symbol ($\rightarrow$), die Hauptzugspannungen mit dem Symbol ($\leftarrow$) gekennzeichnet. Die Länge der Symbole verdeutlicht die Größe der jeweiligen Hauptspannung. Die Symbole sind entsprechend der Hauptspannungsrichtungen orientiert.

Anhand der unterschiedlichen Größen der Symbole lassen sich deutlich die drei verwendeten Materialien erkennen. Während die in den Stahlelementen auftretenden Hauptspannungen wegen ihrer vergleichsweise großen Steifigkeit relativ klein ausfallen, erreichen die Hauptspannungen in den Harzelementen eindeutig größere Werte. In den Betonelementen ergeben sich für die Hauptspannungen Werte, die größenordnungsmäßig zwischen denen der Stahl- und denen der Harzelemente liegen.

In dieser Darstellung läßt sich besonders gut der Kräfteverlauf im System verfolgen. Die von oben eingeleiteten Zugkräfte werden zum Teil über die Klebeschicht direkt in die Stirnseite der Probe eingeleitet, ein Teil der Kräfte wird jedoch durch die seitliche Klebeschicht in die Flanken der Probe übertragen. In der Probe treten dabei im Bereich des Hülsenrandes zwar stellenweise zweiachsige Hauptzugspannungen auf, allerdings überwiegen die einachsigen Hauptzugspannungen, die in Zugrichtung verlaufen.

In Bild 42 sind die in Belastungsrichtung wirkenden Hauptzugspannungen, die an den im oberen Bildteil angegebenen Elementmittelpunkten berechnet wurden, über die halbe Probenbreite aufgetragen. Diese Spannungen sind in Prozentwerte umgerechnet worden, wobei der Mittelwert der Spannungen, die sich in der horizontalen

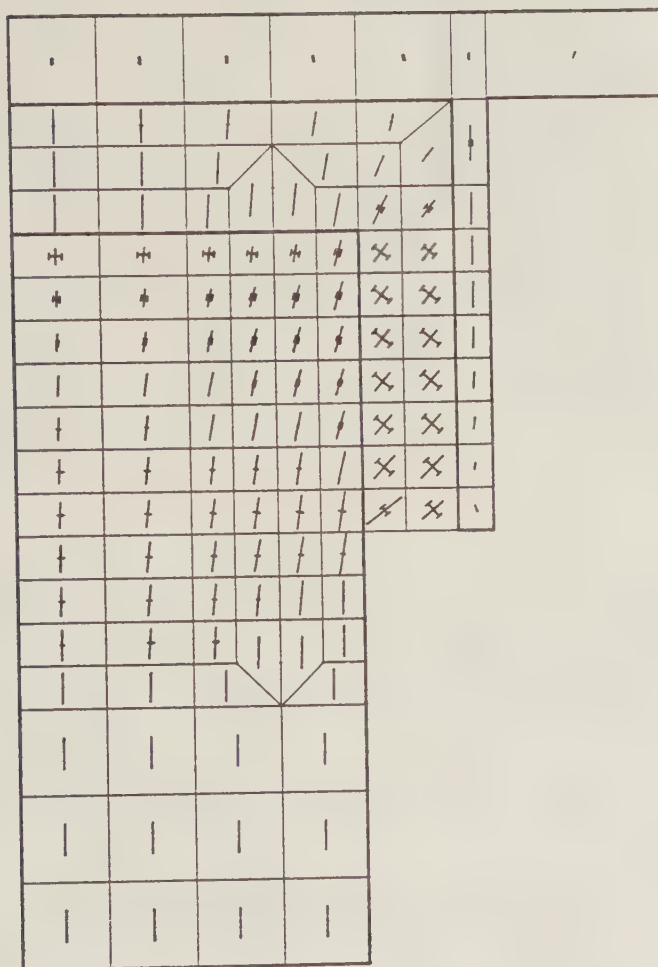
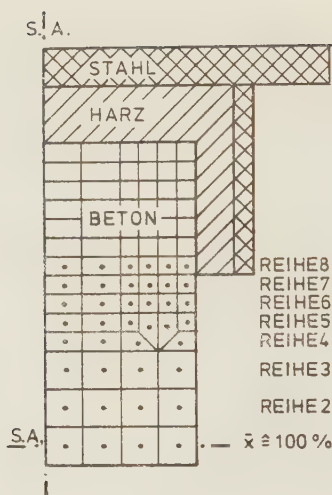


Bild 41: Qualitativer Verlauf der Hauptspannungen



HAUPTZUGSPANNUNG IN %

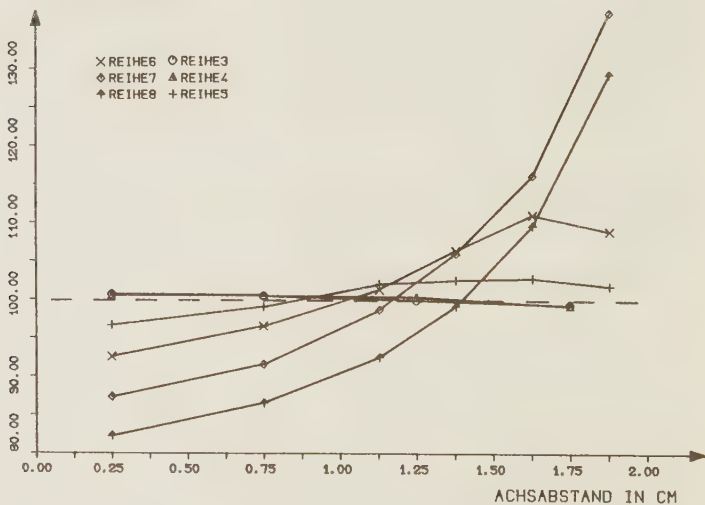


Bild 42: Prozentuale Hauptspannungen über die Probenbreite bei verschiedenen Abständen vom Hül senrand

Symmetrieachse der Reihe 1 ergeben, gleich 100% gesetzt werden. Aus diesem Diagramm wird ersichtlich, daß die Spannungen in den Reihen 8 und 7 am Rand der Probe um 30 bis 35% höhere Werte im Vergleich zu denen der Reihe 1 annehmen. In den Reihen 6 und 5 fallen die Spannungsunterschiede zwischen Probenrand und -mitte nicht mehr so deutlich aus, in den Reihen 4, 3 und 2 sind keine Unterschiede mehr festzustellen.

Die qualitative Verteilung der Zugspannungen über eine Probenhälfte ist in Bild 43 zu sehen. Diese Graphik läßt erkennen, wie die von den seitlichen Klebeschichten ausgehenden Randstörungen in der Probe abgebaut werden; in der Reihe 4 sind sie bereits nahezu vollständig abgeklungen. In diesem Probenbereich liegt ein einachsiger, über die Probenbreite linear verteilter Spannungszustand vor.

Mit Hilfe dieser Simulationsrechnung läßt sich zeigen, daß das im letzten Abschnitt festgestellte häufige Auftreten von Rissen in der unmittelbaren Umgebung der Einklebung auf erhöhte Spannungskonzentrationen in diesem Bereich zurückzuführen ist. Es wird ebenfalls deutlich, daß diese Randstörungen relativ schnell abgebaut werden, und daß sich bereits bei einem Abstand von ca. 10 mm gegenüber dem Hülsenrand ein einachsiger, linear über die Probe verteilter Spannungszustand einstellt.

Da bei den Versuchen, die zu vollständigen Spannungs-Dehnungslinien mit abfallendem Ast führten, der Riß stets in dem Bereich der Probe auftrat, dessen Abstand zum Hülsenrand mehr als 10 mm betrug, können aus diesen Versuchen eindeutige Aufschlüsse über das Verformungsverhalten der verschiedenen Betonstrukturen bei einachsiger Zugbeanspruchung gewonnen werden.

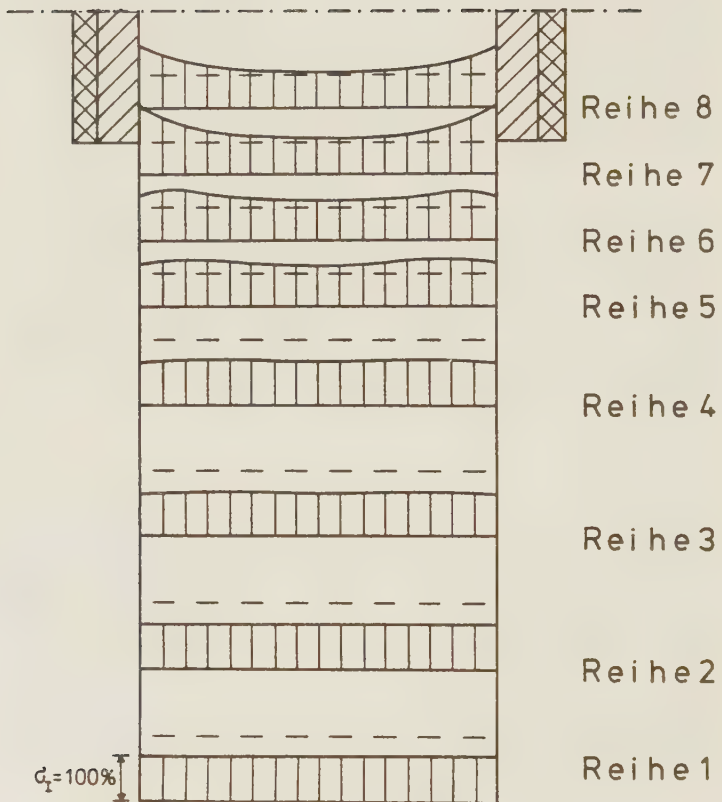


Bild 43: Qualitative Verteilung der Zugspannungen

5. Bruchmechanische Betrachtungen

5.1 Einführung

In der Bruchmechanik wird davon ausgegangen, daß in realen Werkstoffen durch verschiedene Herstellungsbedingungen unvermeidliche örtliche Fehlstellen auftreten (vgl. HAHN /64/). Nach HILSDORF /65/ und HILLEMEIER /66/ wirken sich diese Fehler nicht wegen ihrer zwangsläufigen Querschnittsschwächung entscheidend auf die Sicherheit einer Konstruktion, eines Bauteils oder eines Werkstoffes aus, sondern wegen der an diesen Fehlstellen auftretenden hohen Spannungskonzentrationen, die zur Rißbildung bzw. Rißausbreitung führen können.

Erste Arbeiten, in denen theoretische Betrachtungen über das Verhalten von spröden Werkstoffen angestellt werden, gehen auf GRIFFITH /67/ aus dem Jahre 1920 zurück. Diese für einen ideal spröden Körper entwickelten Ideen werden in den folgenden Jahren erweitert, so daß sich auch Werkstoffe, die kein derartiges Verhalten, sondern örtlich begrenzte oder ausgeprägte Fließeigenschaften aufweisen, mit Hilfe der Bruchmechanik beschreiben lassen.

Mit der Frage, ob sich die Bruchmechanik auch auf den Baustoff Beton anwenden läßt, der vor allem bei Zugbeanspruchung ein zum spröden tendierendes Verhalten aufweist, beschäftigt sich als erster im Jahre 1961 KAPLAN /68/. Er führt erste bruchmechanische Untersuchungen an Biegeproben durch, die an der zugbeanspruchten Seite eingeprägte Kerben verschiedener Tiefe aufweisen, und er bestimmt Werte für die Energiefreisetzungsrate G_c (vgl. Abschnitt 5.2.2), die anschließend mit den Ergebnissen theoretischer Berechnungen basierend auf GRIFFITH'S Sprödbbruchtheorie verglichen werden. KAPLAN

kommt zu dem Schluß, daß seine Theorie mit der Definition einer kritischen Energiefreisetzungsrates durchaus auf den Baustoff Beton anwendbar ist, weist jedoch gleichzeitig auf die Notwendigkeit weiterer Untersuchungen hin, die der Frage nach einem langsamen Rißwachstum nachgehen.

Auf die Arbeit von KAPLAN /68/ folgen weitere experimentelle und theoretische Untersuchungen, die aber nach HILSDORF /65/ bisher nicht für einen eindeutigen Erfolg der Bruchmechanik sorgen, jedenfalls nicht aus der Sicht, daß sich bruchmechanische Überlegungen als Grundlage für Entwurfskriterien im Betonbau einmal durchsetzen werden. Dennoch lassen sich nach Meinung des Autors mit Hilfe der Bruchmechanik in bestimmten Anwendungsfällen charakteristische Eigenschaften des Betons erklären, die beispielsweise mit der reinen Festigkeitslehre nicht ausreichend analysiert werden können. So versucht REINHARDT /69/ die Abnahme der erreichbaren Schubbruchspannung mit zunehmender Trägerhöhe bei Balken ohne Schubbewehrung mit Hilfe bruchmechanischer Betrachtungen zu klären. Dazu wird die geometrische Ausbildung vorhandener Risse und deren Auswirkung auf die Schubbruchspannung berücksichtigt, so daß die aus der Bruchmechanik abgeleitete Abhängigkeit zwischen Schubbruchspannung und absoluter Trägerhöhe gut mit den experimentellen Ergebnissen verschiedener Verfasser übereinstimmt. Andere Beispiele, bei denen mit Hilfe der Bruchmechanik Erklärungen gefunden werden können, die mit anderen konventionellen Methoden und Ansätzen nicht oder nur teilweise einer Deutung nähergebracht werden, lassen sich u.a. in der Arbeit von JAHN /70/ finden. Um jedoch eine bessere Übersicht über die Möglichkeiten der Bruchmechanik zu bekommen, sollen im folgenden die Kenngrößen und Modelle der linear-elastischen Bruchmechanik und die der linear-plastischen Bruchmechanik diskutiert werden.

5.2 Kenngrößen der linear-elastischen Bruchmechanik

5.2.1 Der Spannungsintensitätsfaktor K

In der linear-elastischen Bruchmechanik kommt dem Spannungsintensitätsfaktor K besondere Bedeutung zu. Seine Formulierung geht auf IRWIN (vgl. /65/) zurück, der das Spannungsfeld in unmittelbarer Nähe einer Rißspitze nach GRIFFITH betrachtet. Dabei berücksichtigt er, daß sich ein Riß prinzipiell aufgrund drei einfacher charakteristischer Beanspruchungsarten entwickeln kann, die in Bild 44 dargestellt sind. Es wird unterschieden zwischen dem Beanspruchungsmodus I, bei dem die aufgebrachte Spannung senkrecht zum Riß anliegt, dem Modus II, bei dem eine Schubspannung parallel zum Riß wirkt, und der Beanspruchung nach Modus III, bei der der Riß durch eine Schubspannung quer zur Rißrichtung belastet wird.

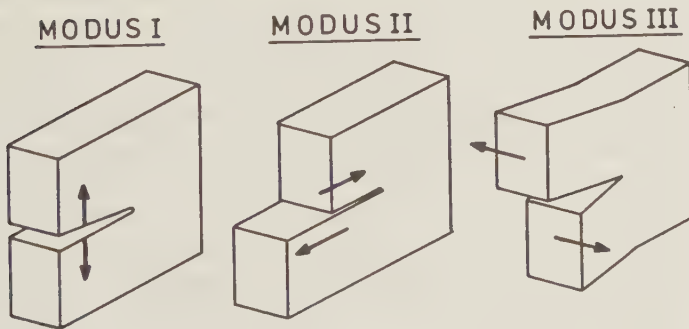


Bild 44: Beanspruchungsmoden (vgl. /64/)

Die für die drei Beanspruchungsmoden gültige allgemeine Beziehung für das Spannungsfeld lautet nach IRWIN:

$$\sigma_{ik} = \frac{K_n}{\sqrt{\pi a}} \cdot F_{ik}^n \quad (5.1)$$

mit: i, k = Koordinaten x, y, z des betrachteten Ortes
 n = Beanspruchungsmodus I, II, III
 F_{ik}^n = reine Winkelfunktionen, abhängig von n
 K_n = Konstante, unabhängig vom betrachteten Ort

Die Konstante K_n wird als "Spannungsintensitätsfaktor" bezeichnet und stellt ein Maß für die "Intensität" des Spannungsfeldes in der unmittelbaren Umgebung der Rißspitze dar.

Den kritischen Wert K_{IC} erreicht der Spannungsintensitätsfaktor K_I in dem Augenblick, wo instabiles Rißwachstum einsetzt. Er wird deshalb auch "Kritischer Spannungsintensitätsfaktor" oder "Bruchzähigkeit" genannt (vgl. HILSDORF /65/, HILLEMEIER /66/ und HAHN /64/).

5.2.2 Die Energiefreisetzungsrates G

Die Energiefreisetzungsrates G bezeichnet die Energie, die zur Bildung neuer Oberflächen benötigt wird. Diese Energie ist in der Probe in Form elastisch gespeicherter Verformungsenergies vorhanden (vgl. HILLERBORG /71/ und PETERSSON /72/). Für die KenngröÙe wird mitunter auch der Begriff "Rißausbreitungskraft" verwendet (vgl. HILSDORF /65/ und HILLEMEIER /66/). Zwischen dem kritischen Spannungsintensitätsfaktor K_{IC} und der kritischen Energiefreisetzungsrates G_c besteht folgender Zusammenhang:

$$G_c = \frac{K_{IC}^2}{E} \quad (5.2)$$

Die Gleichungen (5.1) und (5.2) gelten für linear-elastische, homogene und isotrope Werkstoffe.

5.2.3 Voraussetzungen für die Anwendbarkeit der linear-elastischen Bruchmechanik auf Beton

Die in den vorangegangenen Abschnitten vorgestellten Kenngrößen G_C und K_C basieren auf der Voraussetzung, daß ein linear-elastischer, homogener und isotroper Werkstoff vorliegt, und dementsprechend die plastische Zone im Bereich der Rißwurzel im Vergleich zur Probengröße und Rißlänge klein sein muß.

Nach HILSDORF /65/ ist die Annahme der Homogenität im Falle von zementgebundenen Baustoffen nur dann gerechtfertigt, wenn bruchmechanische Untersuchungen an solchen Proben durchgeführt werden, bei denen die Abmessungen des verwendeten Probekörpers und des vorhandenen Risses ein Vielfaches der jeweiligen Größtkornabmessung betragen.

HILLERBORG /71/ weist in einer Veröffentlichung nach, daß die Abmessungen der plastischen Zone bei Betonen im Gegensatz zu Metallen größer ausfallen und deshalb Probenabmessungen zwischen 2 und 6 m erforderlich sind, wenn bruchmechanische Kenngrößen nach der linear-elastischen Bruchmechanik ermittelt werden sollen, die vom Verhältnis der Rißlänge zur Probengröße unabhängig sind.

HILSDORF kommt zu einem ähnlichen Schluß. Er sieht eine direkte Abhängigkeit zwischen der Größe der plastischen Zone und dem Größtkorn, so daß die Voraussetzung für die Anwendbarkeit der Bruchmechanik auf Zementstein noch sinnvoll erscheint, während bei Mörteln und Betonen mit größeren Kornabmessungen die Bestimmung der Kenngrößen G_C und K_C nicht mehr zu eindeutigen Ergebnissen führt. Die Anwendung der linear-elastischen Bruchmechanik auf Strukturen mit betonähnlichem Gefüge kann insbesondere dann ausgeschlossen werden, wenn es darum geht, Stoffgesetze für derartige Strukturen herzuleiten.

5.3 Kenngrößen der elastisch-plastischen Bruchmechanik

5.3.1 Das J-Integral

Mit dem J-Integral liegt eine bruchmechanische Kenngröße vor, die sich aus "der Integration der Verformungsenergiedichte längs eines geschlossenen Weges um die betrachtete Rißspitze" ergibt (vgl. HILSDORF /65/). Das bedeutet, daß das J-Integral genau dem Energieanteil entspricht, der für eine Vergrößerung der Bruchflächen um einen bestimmten Betrag " da " erforderlich ist. Die physikalische Bedeutung des J-Integrals läßt sich aus Versuchen ableiten, die BEGLEY und LANDES /73/ durchführten. Sie bestimmten Last-Verschiebungskurven an Proben mit verschiedenen Rißlängen, wie sie im Bild 45 zu sehen sind. Die von diesen beiden Kurven eingeschlossene Fläche A entspricht genau dem J-Integral.

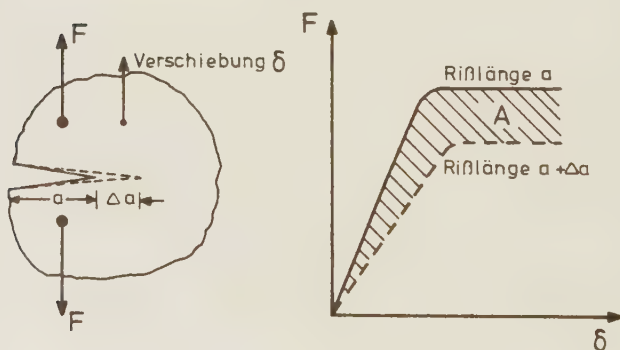


Bild 45: Das J-Integral als Differenzfläche zweier Last-Verschiebungskurven nach /65/

Für den Fall, daß es sich um einen ideal elastischen Baustoff handelt, stimmt nach HILLERBORG /71/ das J-Integral mit der Energiefreisetzungsrate G überein. Für den kritischen Zustand, bei dem instabiles Rißwachstum ausgelöst wird, gilt die folgende Beziehung:

$$J_c = G_c = \frac{K_c^2}{E} \quad (5.3)$$

Gegenüber den Größen K_c und G_c kann das J-Integral auch auf solche Baustoffe angewendet werden, bei denen größere plastische Verformungsanteile im Bereich der Rißwurzel auftreten.

5.3.2 Anwendbarkeit des J-Integrals auf Beton

Während HILSDORF /65/ bei der Untersuchung von Mörteln und Betonen durch die Bestimmung des J-Integrals wegen der möglichen Berücksichtigung größerer plastischer Verformungen im Rißwurzelbereich schlüssigere Ergebnisse erwartet, sieht HILLERBORG /71/ eine Anwendung des J-Integrals auf Betone als wenig sinnvoll an, da innerhalb der plastischen Zone eine Entlastung gemäß des abfallenden Astes der Spannungs-Dehnungslinie stattfindet (vgl. Abschnitt 5.4), die beim J-Integral aber keine Berücksichtigung findet.

5.4 Bruchmechanische Modelle

5.4.1 Das bruchmechanische Modell von JAHN

JAHN /70/ entwickelte ein bruchmechanisches Modell für Beton, das es ermöglicht, eine kritische Rißausbreitungskraft G_c und einen Spannungsintensitätsfaktor K_{Ic} zu berechnen, wenn der Größtkorndurchmesser und die Spannungs-Dehnungslinie des Betons aus einem zentrischen Zugversuch bekannt sind.

Für sein Modell verwendet er dabei die Ansätze von HAWKINS, WYSS und MATTOCK /74/. Die Autoren gehen dabei von der Überlegung aus, daß mit der Einführung einer Spannungserholungszone (SEZ) in der Umgebung eines Risses die Nachgiebigkeit der gerissenen Zugprobe bestimmt werden kann. Dabei fassen sie alle auftretenden kleinen Gefügerisse zu einem großen "pfennigförmigen Riß" zusammen. In diesem Fall ist die Ausdehnung des Risses in Z-Richtung infinitesimal klein, so daß die Spannungserholungszone als Kugel abgebildet werden kann, wie es im Bild 46 zu sehen ist.

Für diese Spannungserholungszone läßt sich die Nachgiebigkeit C bestimmen, so daß mit Gleichung 5.4 die kritische Energiefreisetzungsrate G_c in Abhängigkeit von der äußeren Normalzugkraft F aus einem zentrischen Zugversuch und der Nachgiebigkeit C bzw. deren Änderung dC/da ermittelt werden kann:

$$G_c = \frac{1}{2} F^2 \cdot \frac{dC}{da} \quad (5.4)$$

JAHN /70/ greift die Grundidee der Einführung einer Spannungserholungszone (SEZ) von HAWKINS, WYSS und MATTOCK /74/ auf, führt aber ein repräsentatives Einheitsvolumen (REV) ein, mit dem die tatsächliche Struk-



Bild 47: Spannungserholungszone (SEZ) bei einem Gefüge-
riß nach /70/

tur des Betons besser erfaßt werden soll.

Mit diesem Ziel betrachtet JAHN zunächst die Geometrie der Zuschlagkörner, da nach seiner Meinung die Gefügestörungen durch Auflösung des Haftverbundes an den größten Zuschlagkörnern auftreten. Er bestimmt für ein mittleres kugelförmiges Zuschlagkorn einen mittleren Korndurchmesser $D_{K,M}$. In Abhängigkeit von diesem fiktiven Korndurchmesser wird eine kugelförmige Spannungserholungszone konstruiert; die Länge des Risses beträgt den 1,5-fachen Wert des mittleren Korndurchmessers. In Zugrichtung entspricht der Abstand vom Rißrand bis zum Scheitel der SEZ gerade der halben Rißlänge, wie in Bild 47 zu sehen. Mit Hilfe dieser geometrischen Figur kann das Volumen der Spannungserholungszone wie folgt bestimmt werden:

$$V_s = 0,938 \cdot \pi \cdot D_{K,M} \quad (5.5)$$

Unter der Annahme, daß die Gefügerisse in der Zugprobe so verteilt sind, daß der Flächenverlust-repräsentiert durch die Summe der Querschnitte aller SEZ in jedem beliebigen Schnitt-über die Höhe der Probe konstant ist, ergibt sich eine direkte Abhängigkeit zwischen der bezogenen Querschnittsschwächung A_s/A_o und dem auf das repräsentative Einheitsvolumen (REV) bezogenen Volumen der SEZ:

$$\frac{A_s}{A_o} = \frac{V_s}{V_o} \quad (5.6)$$

mit: A_s = Flächenverlust durch Gefügerisse
 A_o = Bruttoquerschnitt
 V_s = Volumen der SEZ
 V_o = repräsentatives Einheitsvolumen

Aus dem Kraft-Weg-Diagramm des zentrischen Zugversuches läßt sich der bezogene Querschnittsverlust A_s/A_o ermitteln, indem die Differenz zwischen der erreichten Maximalkraft und der Kraft, die sich bei ideal elastischem Verhalten ergeben würde, bestimmt wird. Mit Hilfe dieser Beziehungen ist das REV für den jeweiligen Beton festgelegt. Als Abmessung des REV erhält man dann:

$$d_E = \sqrt[3]{\frac{7,5 \pi}{A_s/A_o}} \cdot 0,5 \cdot D_{K,M} \quad (5.7)$$

Nachdem die Nachgiebigkeit C bzw. dessen Änderung infolge Rißaufweitung dC/da ermittelt wurde, kann JAHN unter Verwendung der Gleichung 5.4 und einiger weiterer Umformungen die kritische Energiefreisetzungsrates G_c berechnen, vorausgesetzt, die Spannungs-Dehnungslinie eines Betons aus einem zentrischen Zugversuch und der verwendete Größtkorndurchmesser sind bekannt. Die Gleichung lautet:

$$G_c = 2,37 \cdot \frac{\beta_{bz}^2}{E_o} \cdot \left(\frac{d_E}{a}\right)^2 \cdot \left(\frac{a}{d_E} - 0,178\right) \cdot D_{K,M} \quad (5.8)$$

mit: G_c = kritische Rißausbreitungskraft
 β_z = Zugfestigkeit aus dem σ - ϵ - Diagramm
 E_o = Ursprungsmodul aus dem σ - ϵ - Diagramm
 d_E = Abmessung des REV nach (5.7)
 a = Rißlänge ($a = 0,75 D_{K,M}$)
 $D_{K,M}$ = Größtkorndurchmesser des untersuchten Betons

Mit Hilfe dieser Beziehung ermittelt der Autor Bruchmechanikkennwerte und vergleicht diese mit denen anderer Autoren. Es ergibt sich dabei eine gute Übereinstimmung.

Im weiteren Verlauf seiner Arbeit verwendet JAHN /70/ sein bruchmechanisches Modell dazu, Biegeversuche von HEILMANN /75/ nachzurechnen. Auf die Besonderheiten der Bestimmung der Biegeweichheit soll an dieser Stelle nicht eingegangen werden. Der Verfasser erzielt dabei gute Übereinstimmung mit den Ergebnissen, die HEILMANN experimentell ermittelt hat.

5.4.2 Kritische Betrachtung des bruchmechanischen Modells von JAHN

Bei dem Modell von JAHN wird im Gegensatz zu anderen Modellen, die auf der linear-elastischen Bruchmechanik basieren, bei der Ermittlung von bruchmechanischen Größen auch die Struktur des Betongefüges berücksichtigt. Dies geschieht dadurch, daß bei der Herleitung des repräsentativen Einheitsvolumens einerseits der Größtkorndurchmesser in die Bestimmungsgleichungen eingeht, andererseits die verwendete Sieblinie bei der Ermittlung des bezogenen Flächenverlustes aus der Spannungs-Dehnungslinie, deren Verlauf durch die Sieblinie geprägt ist, berücksichtigt wird. Durch diese Vorgehensweise gelingt es dem Verfasser, mit seinem Modell auch die Besonderheiten der Struktur beim Beton relativ gut zu beschreiben.

Dennoch geben folgende Annahmen, die dem gewählten Modell zugrunde liegen, Anlaß zu einer kritischen Betrachtung:

- Bei der Bestimmung des bezogenen Flächenverlustes A_s/A_0 wird vorausgesetzt, daß die Bezugsfläche A_0 exakt dem Querschnitt des Probekörpers entspricht. Eigene Untersuchungen an Bruchflächen von im zentrischen Zugversuch getesteten Prismen (40 mm x 40 mm x 160 mm) lassen jedoch erkennen, daß die reale Bruchfläche, bedingt durch die unterschiedlichen Abmessun-

gen und Festigkeitseigenschaften der Zuschlagkörner, deutlich größer ausfällt als die Bruttoquerschnittsfläche. Mit Hilfe einer auf die Bruchflächen aufgelegten Rasterfolie konnten die ausgebrochenen und die durchgebrochenen Zuschlagkörner nach Fraktionen getrennt ausgezählt werden. Anschließend wurde unter Annahme einer idealen Kugelform bei den ausgebrochenen Körnern und einer ideal ebenen Fläche bei den durchgebrochenen Körnern die reale Bruchfläche bestimmt. Dabei ergaben sich sowohl bei den Serien mit 4 mm als auch bei denen mit 8 mm Größtkorn Werte für die Bruchflächen, die ca. 15 bis 25 % größer sind als die Bruttoquerschnittsfläche. Bezieht man die Querschnittsschwächung A_s aber auf die reale Bruchfläche, so fällt der bezogene Querschnittsverlust A_s/A_o deutlich geringer aus. Bei der Bestimmung der Energiefreisetzungsrates G bedeutet dies immerhin eine Veränderung des Wertes zwischen 10 und 20 %.

- JAHN's Modell basiert auf der linear-elastischen Bruchmechanik, d.h. die Abweichung der tatsächlichen $\sigma - \epsilon$ — Kurve von der idealelastischen Geraden interpretiert der Verfasser nicht als plastisches Verhalten, sondern als einen zunehmenden Querschnittsverlust infolge von Gefügerißbildung. Bei der Bestimmung des REV geht er davon aus, daß die Gefügerisse in der Zugprobe so verteilt sind, daß der Flächenverlust über die Höhe der Zugprobe konstant ist. Aus den eigenen experimentellen Untersuchungen geht aber hervor, daß sich je nach Anordnung des Meßaufnehmers in bezug auf die Rißzone zwei verschiedene $\sigma - \epsilon$ — Kurven ergeben. Die im Abschnitt 4.1.1 bereits vorgestellten Spannungs-Dehnungslinien eines Zementbetons sind in Bild 48 noch einmal qualitativ dargestellt. Es wird deutlich, daß die Kurve (2)

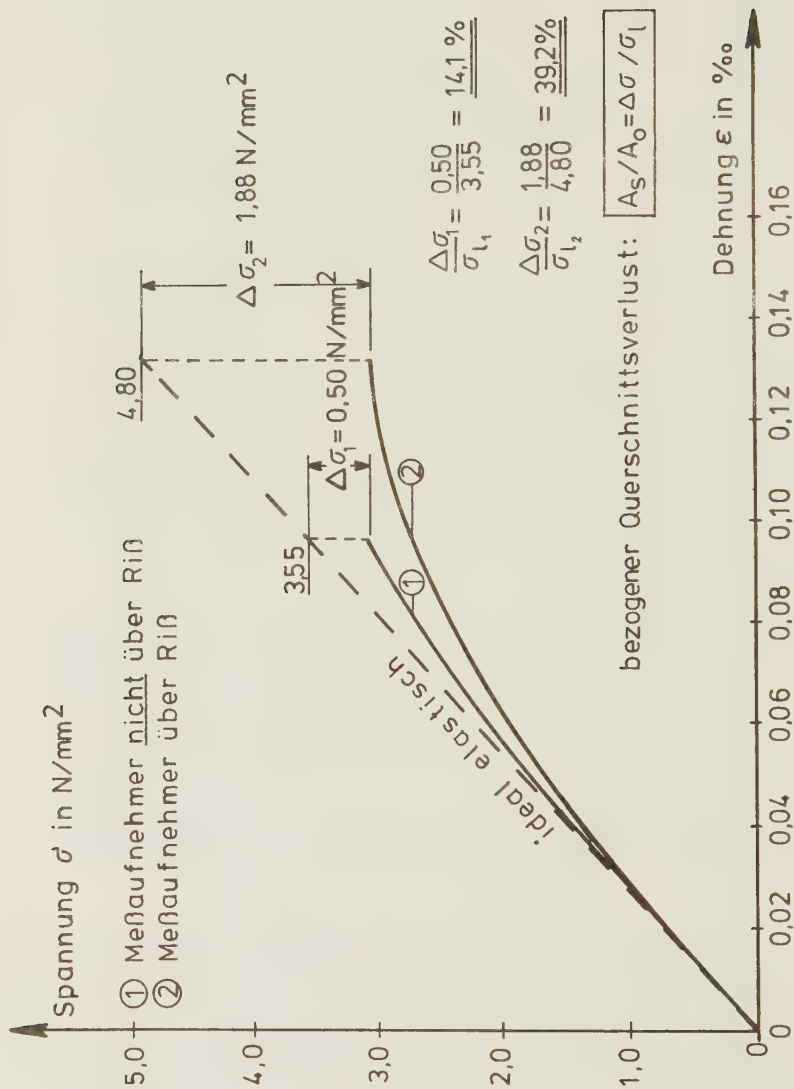


Bild 48: Bestimmung des bezogenen Querschnittsverlustes A_S/A_0 aus den σ - ϵ -Kurven eines Zementbetons in Anlehnung an JAHN /70/

mit über dem Reißbereich angeordneter Meßlänge sehr viel größere Abweichungen von der Hooke'schen Geraden zeigt als Kurve (1). Bestimmt man nun analog zur Vorgehensweise von JAHN das Verhältnis zwischen F und F_L , so erhält man aus Kurve (1) für den bezogenen Querschnittsverlust A_s/A_{o1} einen Wert von ca. 14 %, der gut mit dem vom Autor genannten Mittelwert von ca. 13 % übereinstimmt. Aus der Kurve (2) dagegen ergibt sich bei gleicher Methode ein Wert für den bezogenen Querschnittsverlust A_s/A_{o2} , der bei ca. 40 % liegt. Diese Differenz in der bezogenen Querschnittsfläche zeigt, daß aus einem einzigen Zugversuch mit der Vorgehensweise von JAHN zwei unterschiedliche repräsentative Einheitsvolumina bestimmt werden können. Damit ist die Definition des REV nicht eindeutig.

- Im Modell von JAHN wird lediglich der aufsteigende Ast der Spannungs-Dehnungslinie betrachtet; die besonderen Unterschiede im Verformungsverhalten, die sich speziell beim abfallenden Ast ergeben, werden nicht berücksichtigt. Aus diesem Grunde wird auch die Anwendung dieses Modells auf stahlfaserverstärkte Betone, bei denen das Nachbruchverhalten durch die risseüberbrückende Wirkung der Fasern geprägt ist, zu keinen sinnvollen Ergebnissen führen.

Aus diesen wenigen Kritikpunkten wird ersichtlich, daß das bruchmechanische Modell von JAHN nur begrenzt anwendbar ist. Für eine genauere Beschreibung des vollständigen Verformungsverhaltens müssen bruchmechanische Kriterien gefunden werden, die auch den abfallenden Ast der Spannungs-Dehnungslinie erfassen.

5.4.3 Das bruchmechanische Modell von HILLERBORG

In dem von HILLERBORG /76/ und von HILLERBORG, MODEER, PETERSSON /77/ vorgestellten Modell wird angenommen, daß sich ausgehend von einer Rißwurzel eine sogenannte Prozeßzone (fracture process zone) bildet, wie sie im Bild 49 dargestellt ist.

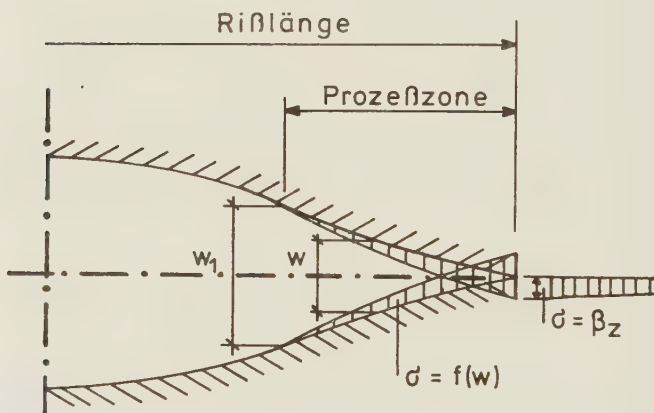


Bild 49: Riß mit Prozeßzone (vgl. /76/)

In dem Moment, wo die Spannung an der Rißwurzel die Zugfestigkeit β_z erreicht, beginnt der Riß zu wachsen. Dabei fällt die Spannung an der Rißwurzel jedoch nicht schlagartig auf Null, sondern es werden vielmehr weiterhin Spannungsanteile übertragen. Mit zunehmender Rißweite w verringert sich die übertragbare Spannung ständig bis zu einer Rißweite w_1 , bei der keine Kraftübertragung mehr möglich ist. Als Prozeßzone wird dabei der Teil der Rißlänge bezeichnet, in dem noch ein Spannungstransfer erfolgen kann (vgl. Bild 49). Die in diesem Bereich übertragbare Spannung ist dann eine Funktion der Rißweite w .

Das Modell unterscheidet sich folglich von DUGDALE'S Verfahren /78/, in dem eine plastische Zone angenommen wird, die nur eine konstante Spannung übertragen kann. Dieses Modell ist nach Meinung von HILLERBORG /71/ besser für metallische Werkstoffe mit ausgeprägter Fließzone geeignet als für den Baustoff Beton.

Für die Anwendung des von HILLERBORG /77/ vorgestellten Modells ist die Kenntnis der Beziehung zwischen übertragbarer Spannung σ und Rißweite W erforderlich.

Diese Beziehung kann aus einem verformungsgesteuerten zentrischen Zugversuch gewonnen werden, wenn sowohl die im Rißbereich auftretenden Dehnungen als auch die im nicht vom Riß betroffenen Bereich entstehenden Dehnungen bekannt sind. Außerdem muß der Zugversuch mit einer solchen Versuchstechnik durchgeführt werden, daß ein abfallender Kurvenast ermittelt werden kann. Mit Hilfe dieser Informationen lassen sich, wie im Bild 50 zu sehen ist, die auf die Versagenszone bezogenen Verformungen W in Abhängigkeit von der übertragbaren Spannung σ bestimmen. Zu diesem Zweck wird die Differenz zwischen den Verformungen der abfallenden Kurvenäste gebildet. Trägt man diese Verformungen als Funktion der jeweiligen Spannung auf, so ergibt sich die gesuchte $\sigma - W$ - Beziehung, wie sie im unteren rechten Teil des Bildes 50 dargestellt ist. Bestimmt man die Fläche unter der $\sigma - W$ - Kurve, so erhält man die im Rißbereich aufgezeehrte Energie, die mit G_F bezeichnet wird. Dieser Wert entspricht der pro Rißfläche absorbierten Energie für die vollständige Trennung der Rißufer und wird in der Literatur (vgl. u.a. ELIGEHAUSEN, SAWADE /79/) als eine materialspezifische Kenngröße bezeichnet.

Für den nicht vom Riß betroffenen Probenbereich gilt die $\sigma - \epsilon$ - Beziehung gemäß den Informationen der über diesem Bereich angeordneten Meßlänge, wie im unteren linken Bildteil zu sehen ist.

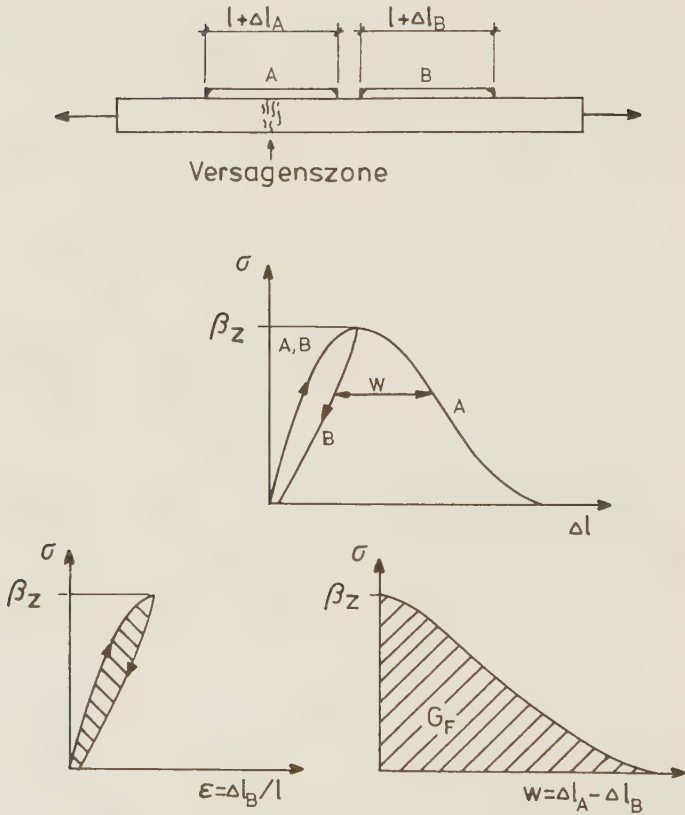


Bild 50: Herleitung der G - W - Beziehung aus einem zentrischen Zugversuch in Anlehnung an HILLERBORG /71/

5.4.4 Kritische Betrachtung des Modells von HILLERBORG

Bei dem Modell von HILLERBORG werden vollständige Spannungs-Dehnungslinien einschließlich des abfallenden Astes für die Herleitung der gesuchten $\sigma - \epsilon$ - Beziehung herangezogen. Dadurch werden ähnlich wie bei JAHN /70/ die Einflüsse des Größtkorns und der Sieblinie im aufsteigenden Ast erfaßt, da diese Parameter den Verlauf der $\sigma - \epsilon$ - Linie beeinflussen; darüberhinaus werden aber auch die besonderen Vorgänge, die sich im abfallenden Kurvenast ergeben, berücksichtigt.

Es ist deshalb zu klären, inwieweit die oft diskutierte Meßlängenabhängigkeit beim abfallenden Ast der Spannungs-Dehnungslinie die Aussagekraft der aus ihr entwickelten $\sigma - \epsilon$ - Beziehung beeinträchtigt. Zu diesem Zweck können die Arbeiten von ELIGEHAUSEN, SAWADE /79/ herangezogen werden. Die Autoren führten zentrische Zugversuche an gekerbten Proben mit verschiedenen Meßlängen durch. Es zeigt sich, daß der abfallende Ast der Spannungs-Dehnungslinie eine eindeutige Abhängigkeit von der verwendeten Meßlänge aufweist. Dabei nehmen die Dehnungen nach Überschreiten der Höchstlast etwa umgekehrt proportional zur Meßlänge zu. Dies läßt sich dadurch erklären, daß im abfallenden Ast der $\sigma - \epsilon$ - Beziehung keine gleichmäßige "Dehnung" mehr auftritt, sondern sich vielmehr ein stets weiter verformender Riß bildet, während der Rest der Probe innerhalb der Meßlänge elastisch zurückfedert. Da bei größeren Meßlängen der Anteil der zurückfedernden Dehnungen entsprechend größer wird, verringern sich folglich die innerhalb der Meßlänge auftretenden Verformungen. Diese Meßlängenabhängigkeit wird bei der Bestimmung der $\sigma - \epsilon$ - Beziehung jedoch dadurch eliminiert, daß zunächst die elastischen Anteile abgezogen werden, so daß ausschließlich die Dehnungsanteile infolge Rißöffnung übrigbleiben. Aus diesen Anteilen werden durch Multipli-

kation mit der entsprechenden Meßlänge direkt die Rißweiten bestimmt. Unter der Voraussetzung, daß sich stets nur ein diskreter Riß bildet, ist die ermittelte Rißweite dann unabhängig von der Meßlänge. Die Untersuchungen von ELIGEHAUSEN, SAWADE /79/ mit verschiedenen Meßlängen lassen erkennen, daß die Rißöffnung praktisch unabhängig von der Meßlänge ist. Von den Autoren mit Hilfe einer Fluoreszenz-Eindringmethode durchgeführte Untersuchungen bestätigen, daß Rißverzweigungen nur selten zu beobachten sind. Dies stimmt mit Aussagen anderer Autoren wie ZIELINSKI, REINHARDT /80/ und JENG, SHAH /81/ überein. Eigene Untersuchungen der Bruchflächen unterstreichen diese Beobachtungen.

Es kann also davon ausgegangen werden, daß mit der beschriebenen Vorgehensweise zumindest bei Zementbetonen und harzmodifizierten Betonen eine von der verwendeten Meßlänge unabhängige Beziehung zwischen übertragbarer Spannung σ und Rißweite W ermittelt werden kann.

Die Frage, inwieweit HILLERBORG'S Modell auch auf faserverstärkte Betonstrukturen angewendet werden kann, bleibt noch zu klären. Es ist zwar prinzipiell möglich, aus den gewonnenen Spannungs-Dehnungslinien von stahlfaserverstärkten Betonen nach der oben beschriebenen Vorgehensweise $\sigma - W$ - Beziehungen herzuleiten und G_F - Werte für die absorbierte Energie zu bestimmen, doch muß diskutiert werden, ob die Voraussetzungen für dieses Modell nicht verletzt sind.

Bei den eigenen Versuchen an stahlfaserverstärkten Betonen konnte gelegentlich beobachtet werden, daß sich zunächst zwei zum Teil übereinanderliegende Risse bildeten, von denen einer sich schließlich zum Hauptriß entwickelte und den endgültigen Trennbruch herbeiführte. Bestimmt man aus einem solchen Versuch eine $\sigma - W$ - Kurve in Anlehnung an HILLERBORG /71/, so beschreibt diese Beziehung

nicht mehr den Zusammenhang zwischen übertragbarer Spannung und Rißweite bezogen auf nur einen einzelnen Riß, sondern es wird vielmehr der Zusammenhang zwischen einer übertragbaren Spannung und einer solchen Verformung hergestellt, die die Summe aller im Bereich dieser Meßlänge aufgetretenen Rißweiten enthält. Die $\sigma - w$ - Beziehung charakterisiert damit nicht das Nachrißverhalten in einem diskreten Riß, sondern sie kann lediglich als eine "verschmierte" Beschreibung für den untersuchten Baustoff angesehen werden.

Andererseits liefern die aus der $\sigma - w$ - Kurve ermittelten G_F - Werte eine Aussage über die durch die rißüberbrückende Wirkung der Fasern absorbierte Energie, so daß zumindest in dieser Hinsicht eine Anwendung des vorgestellten Modells auf stahlfaserverstärkte Betone noch sinnvoll erscheint.

5.4.5 Anwendung des Modells von HILLERBORG auf die Ergebnisse der eigenen Versuche

Im folgenden sollen exemplarisch aus den Ergebnissen der Versuchsserie 3, bei denen sich Spannungs-Dehnungs-linien einschließlich eines abfallenden Kurvenastes ermitteln ließen, nach dem von HILLERBORG /71/ vorgestellten Modell Beziehungen zwischen übertragbarer Spannung σ und Rißweite W abgeleitet werden. Dazu wird zunächst der Verlauf der Spannungs-Dehnungs-linien intervallweise mit verschiedenen Funktionen beschrieben, wie es in Bild 51 schematisch dargestellt ist.

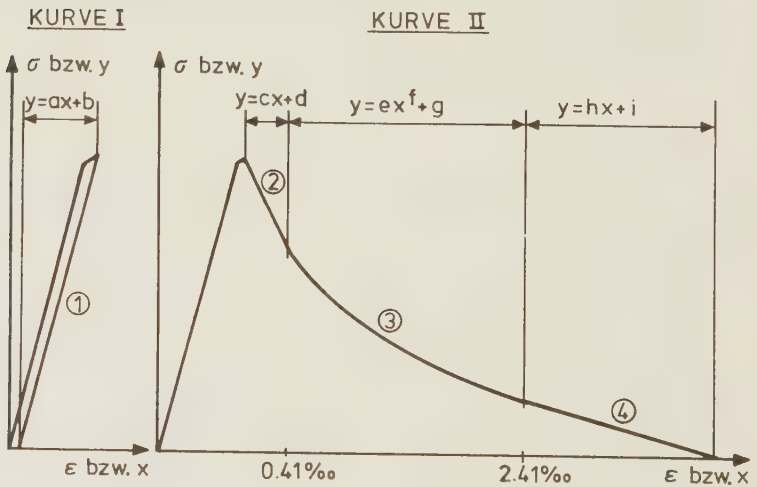


Bild 51: Beschreibung der beiden σ - ϵ -Beziehungen mit Hilfe von Ausgleichsfunktionen.

Der Entlastungsast der σ - ϵ - Beziehung für den ungestörten Probenbereich wird dabei in guter Näherung mit einer Geradengleichung (Kurve ①) abgebildet. Ebenso kann der Verlauf des abfallenden Astes der Spannungs-Dehnungslinie zwischen Maximalspannung und der Spannung, bei der die zugehörige Dehnung $0,41 \text{ }^{\circ}/\text{oo}$ beträgt, näherungsweise durch eine Gerade beschrieben werden (Kurve ②). Der weitere Verlauf des abfallenden Kurvenastes wird bei allen Zementbetonen und harzmodifizierten Betonen durch eine geometrische Funktion der Form $y = a \cdot x^b + c$ jeweils für den Bereich von $0,41 \text{ }^{\circ}/\text{oo}$ bis $2,4 \text{ }^{\circ}/\text{oo}$ beschrieben (Kurve ③). Damit lassen sich alle Kurven in diesem Bereich mit einer Funktion gleichen Typs beschreiben, so daß die Koeffizienten unmittelbar miteinander verglichen werden können. Für den Bereich des abfallenden Astes zwischen $2,4 \text{ }^{\circ}/\text{oo}$ und dem Punkt, wo die Spannungs-Dehnungslinie die Abzisse berührt, kann wiederum in guter Näherung ein linearer Verlauf angenommen werden (Kurve ④).

Die einzelnen Spannungs-Dehnungsbeziehungen können auf diesem Wege intervallweise durch einfache Funktionen beschrieben werden, so daß die σ - w - Beziehungen durch einfache Differenzbildung zwischen den beiden Kurven I und II in Anlehnung an HILLERBORG'S Modell bestimmt werden. Diese Arbeiten wurden mit Hilfe eines Kleincomputers durchgeführt. Die vollständigen Bestimmungsgleichungen mit den einzelnen Koeffizienten sind für einen Zementbeton und verschiedene harzmodifizierte Betone der Versuchsserie 3 mit 4 mm Größtkorn und Feuchtlagerung in der Tabelle 11 zusammengestellt. Außerdem sind die für die Bestimmung der σ - w - Beziehungen notwendigen Werte $\epsilon_1(\beta_z)$, $\epsilon_2(\beta_z)$ und β_z aufgeführt, so daß diese Gleichungen in aufbereiteter Form als Grundlage für die Implementierung in Rechenprogramme benutzt werden können.

Harz- anteil	Kenngrößen			Intervall:	Kurve I		Kurve II							
	β_z	$\epsilon_{1(\beta_z)}$	$\epsilon_{2(\beta_z)}$		$a \cdot x + b$	$\epsilon_{1bl.} \leq X \leq \epsilon_{1(\beta_z)}$	$\epsilon_{2(\beta_z)} \leq X \leq 0,41\%$		$0,41\% \leq X \leq 2,41\%$			$2,41\% \leq X \leq \epsilon_{max}$		
							$c \cdot x + d$		$e \cdot x^f + g$			$h \cdot x + i$		
Vol. %	N/mm ²	%	%	Koeffizienten:	a	b	c	d	e	f	g	h	i	
0	3,2	0,090	0,130		36,88	-0,119	-4,866	3,823	0,8	-1,10	-0,305	-	-	
6	3,1	0,100	0,140		30,14	-0,215	-4,490	3,711	0,8	-1,10	-0,263	-0,105	0,295	
12	2,8	0,110	0,140		29,56	-0,156	-3,215	3,250	0,8	-1,10	-0,201	-0,208	0,604	
24	2,3	0,135	0,180		17,87	-0,113	-0,1988	2,658	1,1	-0,70	-0,211	-0,321	1,156	
50	2,2	0,360	0,410		6,29	-0,063	-0,628	2,457	1,1	-1,10	0	-0,212	0,891	

$a, c, e, h [N/mm^2 \cdot 10^3]$; $b, d, g, i [N/mm^2]$; $f [-]$

Tabelle 11: Ausgleichsfunktionen mit Koeffizienten für einen Zementbeton und verschiedene harzmodifizierte Betone mit 4 mm Größtkorn und Feuchtlagerung

Im folgenden sollen exemplarisch einige $\sigma - w$ - Beziehungen diskutiert werden. Im Bild 52 ist die vollständige $\sigma - w$ - Beziehung aufgetragen, die sich bei einem Zementbeton aus der Versuchsserie 3 mit 4 mm Größtkorn und Feuchtlagerung ergibt.

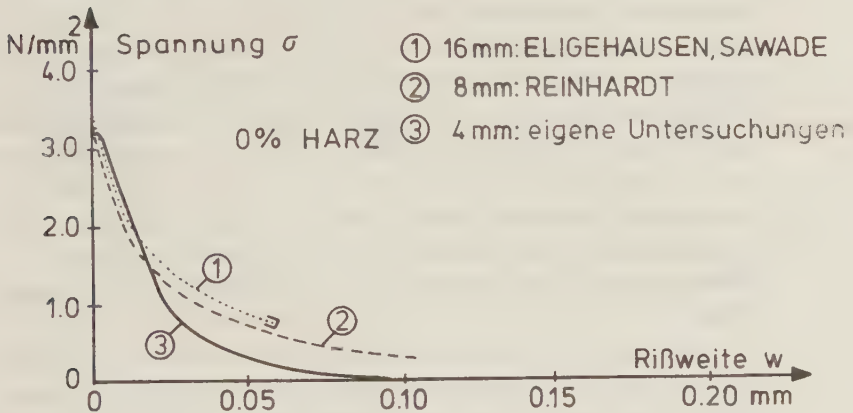


Bild 52: Spannungs-Verformungs-Beziehung eines Zementbetons aus eigenen Versuchen im Vergleich mit Angaben der Literatur

Das Bild zeigt, daß dieser Baustoff immerhin bis zu einer Rißweite von ca. 0,095 mm noch Spannungen übertragen kann. Diese Möglichkeit der Spannungsübertragung ist nach ELIGEHAUSEN, SAWADE /79/ einerseits auf mechanische Kornverzahnung, d.h. "Hinterschneidung der Matrix durch Zuschlagkörner" (aggregate interlock) zurückzuführen, andererseits scheint auch an einigen Stellen der Verbund zwischen Matrix und Korn noch intakt zu sein, wie die Fluoreszenz-Untersuchungen der Autoren bei ca. 70 % der Höchstlast im abfallenden Ast verdeutlichen.

Über ähnliche Beobachtungen berichten auch REINHARDT, CORNELLISSSEN /41/.

Zu Vergleichszwecken sind im Bild 52 zwei weitere σ - W - Beziehungen für Zementbetone mit 8 mm und 16 mm Größtkorn aufgetragen, die von REINHARDT /40/ bzw. von ELIGEHAUSEN, SAWADE /79/ jeweils an gekerbten Zementbetonen ermittelt wurden. Die von ELIGEHAUSEN, SAWADE vorgestellte Kurve mit 16 mm Größtkorn läuft nur bis zu einer Spannung von ca. $0,8 \text{ N/mm}^2$ und einer zugehörigen Rißweite von ca. $0,05 \text{ mm}$. Die Kurve von REINHARDT mit 8 mm Größtkorn verläuft zwischen der von ELIGEHAUSEN und der, die sich aus den eigenen Versuchen an Zementbetonen mit 4 mm Größtkorn ergibt. Es wird deutlich, daß mit zunehmendem Größtkorn völliger Kurven entstehen, was auf eine bessere mechanische Verzahnung bei größeren Zuschlagkörnern im Vergleich zu kleinen Körnern schließen läßt.

Ein weiterer Unterschied besteht zwischen der aus eigenen Untersuchungen ermittelten Kurve und den anderen beiden Kurven im Bereich der Festigkeit. Während die Kurven von REINHARDT und ELIGEHAUSEN, SAWADE direkt stetig abfallen, weist die eigene σ - W - Kurve ein, wenn auch nur schwach ausgebildetes, horizontales Plateau auf. Dieses Plateau resultiert aus der Differenz der Dehnungen, die sich bei Erreichen der Maximalspannung in den beiden Meßlängen ergeben (vgl. Abschnitt 4.1.1). Da dieses Plateau bei den von den beiden Autoren veröffentlichten σ - W - Kurven nicht erkennbar ist, liegt die Vermutung nahe, daß dies auf die Verwendung von gekerbten Proben zurückzuführen ist. Im Bereich der Kerben treten zwangsläufig höhere Spannungskonzentrationen auf, die im Vergleich zu ungekerbten Proben eine vorzeitige Rißbildung begünstigen, wodurch die Differenz zwischen den Dehnungen, die über dem Riß gemessen werden, und denen, die im ungestörten Bereich auftreten, nicht erfaßt werden kann.

Aus den Versuchen mit ungekerbten Proben lassen sich aus diesem Grunde σ - ϵ - Beziehungen ableiten, die das wirkliche Spannungs-Verformungsverhalten in der Rißzone wiedergeben.

In den Bildern 53 bis 56 sind σ - ϵ - Beziehungen für harzmodifizierte Betone mit Harzanteilen von 6 %, 12 %, 24 % und 50 % dargestellt. Bei einer vergleichenden Betrachtung der vier Kurven wird deutlich, daß mit steigendem Harzgehalt die Kurvenverläufe jeweils bei niedrigeren Spannungen beginnen und bei größeren Rißweiten die Abzisse erreichen. Während die Probe mit 6 % Harzanteil bis zu einer Rißweite von ca. 0,11 mm Spannungen übertragen kann, ist bei einem Beton mit 50 % Harzanteil eine Kraftübertragung bis zu einer Rißweite von ca. 0,17 mm möglich. Auffallend ist außerdem, daß das oben angesprochene Plateau im Bereich der Zugfestigkeit proportional zum Harzanteil ausgeprägt ist. Dies ist ein Zeichen dafür, daß bei hohen Harzgehalten einerseits bis zum Erreichen der Zugfestigkeit eine deutlich ausgeprägtere Mikrorißbildung stattfindet, bevor hieraus der endgültige Trennriß zusammenwächst; andererseits kann dies auch durch die besseren Verformungseigenschaften der harzmodifizierten Matrix erklärt werden.

Im folgenden sollen in Anlehnung an HILLERBORG /76/ aus den ermittelten σ - ϵ - Beziehungen G_F - Werte bestimmt werden. Dazu integriert man mit einem Kleincomputer die σ - ϵ - Kurven nach der Simpson-Methode. Diese G_F - Werte kennzeichnen, wie bereits erläutert, die pro Rißfläche absorbierte Energie. Für die Versuchsserie 3 mit 4 mm Größtkorn und Feuchtlagerung sind die G_F - Werte in der Tabelle 12 zusammengestellt. Die Zahlen stellen Mittelwerte, zum Teil Einzelwerte dar.

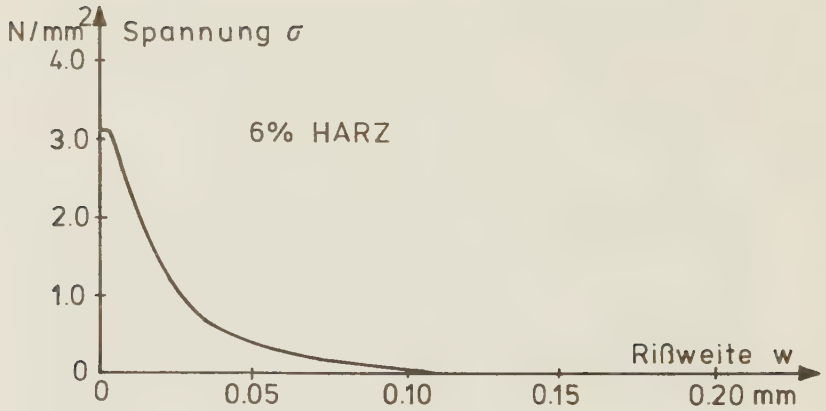


Bild 53: Spannungs-Rißweiten-Beziehung für einen harz-modifizierten Beton mit 6% Harzanteil
(4 mm Größtkorn, Feuchtlagerung)

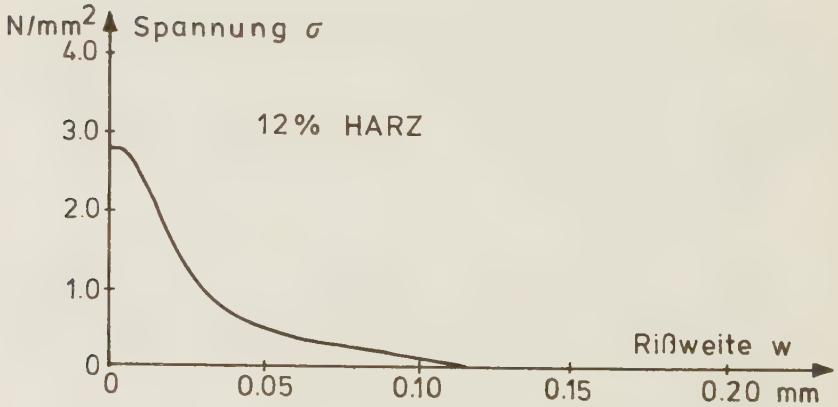


Bild 54: Spannungs-Rißweiten-Beziehung für einen harz-modifizierten Beton mit 12% Harzanteil
(4 mm Größtkorn, Feuchtlagerung)

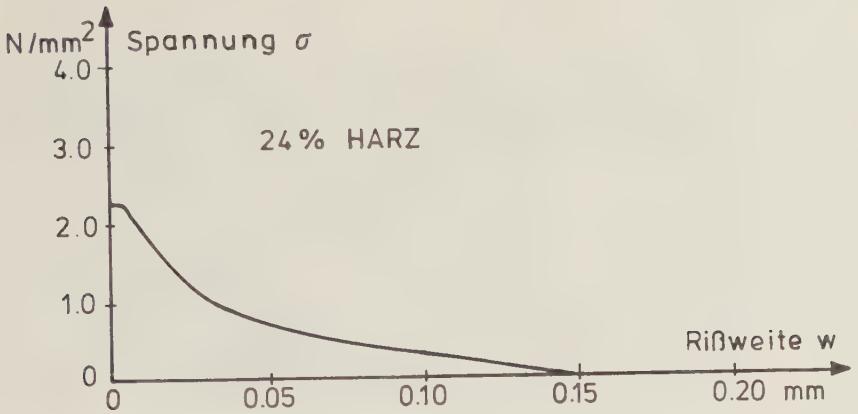


Bild 55: Spannungs-Rißweiten-Beziehung für einen harz-modifizierten Beton mit 24% Harzanteil
(4 mm Größtkorn, Feuchtlagerung)

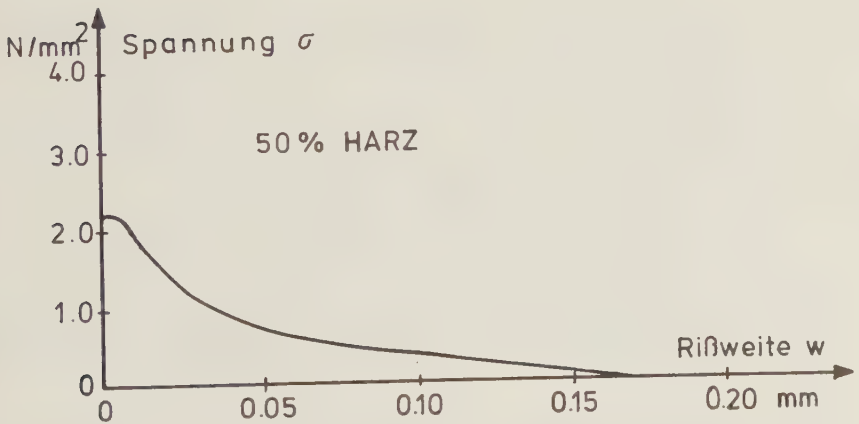


Bild 56: Spannungs-Rißweiten-Beziehung für einen harz-modifizierten Beton mit 50% Harzanteil
(4 mm Größtkorn, Feuchtlagerung)

VERSUCHSSERIE 3: 4 mm Größtkorn, Feuchtlagerung					
	Zementbeton u. harzmodifizierte Betone [Harzanteil in Vol.%]				
	0%	6%	12%	24%	50%
G_F [N/mm]	0,0711	0,0730	0,0770	0,1000	0,1050

Tabelle 12: G_F - Werte für Betone der Versuchsserie 3

Es wird deutlich, daß die G_F - Werte mit steigendem Harzanteil größer werden. Dabei fallen die Differenzen zwischen den ersten drei Werten relativ gering aus. Nimmt man zum Vergleich den von ELIGEHAUSEN, SAWADE genannten Wert von $G_F = 0,11$ N/mm bzw. den von REINHARDT ermittelten Wert von $G_F = 0,12$ N/mm, so wird deutlich, daß ein ähnlicher Wert lediglich von dem harzmodifizierten Beton mit 50 Vol. % erreicht wird. Trotz nahezu gleicher G_F -Werte weisen die beiden Betonstrukturen jedoch beträchtliche Unterschiede im Verformungsverhalten auf, so daß der G_F - Wert nicht als materialspezifische Kenngröße angesehen werden kann (vgl. dagegen ELIGEHAUSEN, SAWADE).

Daß der G_F -Wert zwar eine Maßzahl für die aufgebrauchte Energie darstellt, aber keine Aussage über die Art der Energieabsorption macht, zeigen die im Bild 57 dargestellten zwei σ - W - Kurven. Dabei verkörpert die Kurve ① die Beziehung zwischen übertragbarer Spannung und auftre-

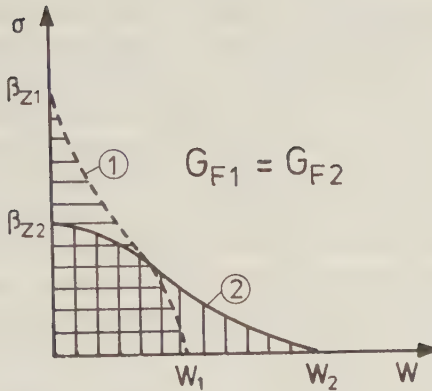


Bild 57: Spannungs-Verformungs-Beziehungen mit gleichem G_F - Wert

tender Rißweite für einen Baustoff mit relativ hoher Festigkeit (β_{Z1}) und relativ geringer Rißweite (W_1). Die Kurve ② dagegen weist eine relativ niedrige Festigkeit (β_{Z2}) auf, jedoch liegt die Rißweite (W_2), bei der keine Spannungen mehr übertragen werden, deutlich über der der ersten Kurve ($W_2 > W_1$). Für diese beiden σ - W - Beziehungen, die eine grundsätzlich unterschiedliche Charakteristik haben, ergibt sich jedoch derselbe G_F - Wert, wie leicht aus den schraffierten Flächen im Bild 57 zu erkennen ist. Damit ist G_F dann keine materialspezifische Kenngröße, wenn Baustoffe mit unterschiedlicher Zugfestigkeit miteinander verglichen werden.

Eine materialspezifische Kenngröße ergibt sich allerdings, wenn man G_F auf die jeweilige Zugfestigkeit bezieht, also den bezogenen Wert G_F / β_Z bestimmt. Durch diese Vorgehensweise wird der Einfluß der Zugfestigkeit auf die σ - W - Kurve berücksichtigt. Solche Werte wurden für die Zementbetone und die harzmodifizierten Betone bestimmt und sind in der Tabelle 13 aufgeführt.

VERSUCHSSERIE 3: 4 mm Größtkorn, Feuchtlagerung					
	Zementbeton u. harzmodifizierte Betone [Harzanteil in Vol.%]				
	0%	6%	12%	24%	50%
G_F [N/mm]	0,0711	0,0730	0,0770	0,1000	0,1050
$\frac{G_F \cdot 100}{\beta_z} = D_1$ [mm]	2,222	2,355	2,750	4,348	4,773
$\frac{G_F \cdot 100}{\beta_z \cdot W} = \frac{D_1}{W}$ [%]	22,22	22,43	22,92	29,98	28,93

Tabelle 13: Duktilitätslängen D_1 , G_F - Werte und
Duktilitätsmaßzahlen D_1/W für Betone
der Versuchsserie 3

Es ist ersichtlich, daß sich diese Werte mit steigen-
dem Harzanteil deutlicher voneinander unterscheiden, als
es bei den G_F - Werten der Fall ist.

Man kann die auf die Zugfestigkeit bezogenen G_F - Werte
als eine vergleichbare Maßzahl für die Duktilität eines
Baustoffs ansehen. Da diese Kenngröße die Dimension einer
Länge hat, wird sie im folgenden als "Duktilitätslänge"
(D_1) bezeichnet.

Berechnet man solche Kenngrößen aus den vorgestellten Ver-
suchen von ELIGEHAUSEN, SAWADE /79/ und von REINHARDT /40/,
so ergeben sich Duktilitätslängen von $D_1 = 3,45$ mm bei
16 mm Größtkorn und $D_1 = 3,25$ mm bei 8 mm Größtkorn.

Diese Werte entsprechen in etwa denen, die ein harzmodifizierter Beton mit einem Harzgehalt zwischen 12 % und 24 % erreichen würde (vgl. Tabelle 13). In einer ersten Abschätzung kann die Wirkung einer Harzzugabe in der Größenordnung von ca. 15 bis 20 Vol. % auf die Duktilität der Struktur auch mit einer Vergrößerung des Größtkorndurchmessers erreicht werden. Die Richtigkeit dieser Annahme wird dadurch bestätigt, daß nach rasterelektronenmikroskopischen Untersuchungen an harzmodifizierten Betonen von LOHAUS /8/ eine zusammenhängende Harzstruktur erst bei Harzgehalten >12 % zu beobachten ist. Wirklich nennenswerte Veränderungen in der Duktilität treten erst bei hohen Harzgehalten 24 % auf, was sich auch in den ermittelten Duktilitätslängen widerspiegelt.

In Tabelle 13 ist in der letzten Zeile eine weitere bezogene Größe aufgeführt, die aus dem Quotienten zwischen Duktilitätslänge D_1 und maximaler Rißweite W abgeleitet wird. Dieser Wert setzt die Fläche unter der $G - W$ - Beziehung (G_F - Wert) ins Verhältnis zu der von σ und W aufgespannten Fläche, wie in Bild 58 zu sehen ist.

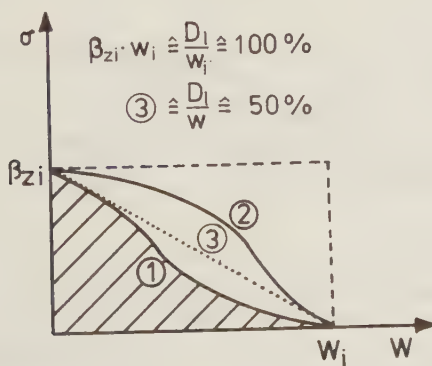


Bild 58: $\sigma - W$ - Beziehungen mit unterschiedlichen D_1 / W - Werten

Diese Prozentwerte stellen somit eine Maßzahl für den Verlauf der $\sigma - W$ - Beziehung dar. Die gestrichelt eingezeichnete Linie gibt die von HILLERBORG /71/ vorgeschlagene Idealisierung für eine Anwendung bei numerischen Berechnungen wieder. Dieser Verlauf entspricht einem Wert für D_1/W von 50 %. Für die eingezeichnete Kurve ① ergibt sich eine Prozentzahl, die etwa zwischen 40 und 50 liegt; ein Wert für D_1/W , der größer als 50 % ist, repräsentiert einen der Kurve ② entsprechenden Verlauf. Die Werte in Tabelle 13 zeigen, daß ausgehend vom Zementbeton bis zu dem harzmodifizierten Beton mit 50 Vol.% Harzanteil alle $\sigma - W$ - Beziehungen deutlich unter der von HILLERBORG /71/ für Berechnungen vorgeschlagenen Geraden verlaufen. Mit diesen Duktilitätsmaßzahlen kann eine $\sigma - W$ - Beziehung qualitativ abgeschätzt werden. Eine genauere Aussage über die Duktilität eines Baustoffs liefert jedoch die Duktilitätslänge D_1 . Zum Vergleich sind im Bild 59 die Duktilitätslängen D_1 und die Duktilitätsmaßzahlen D_1/W für Zementbeton und harzmodifizierte Betone mit verschiedenen Harzgehalten aufgetragen.

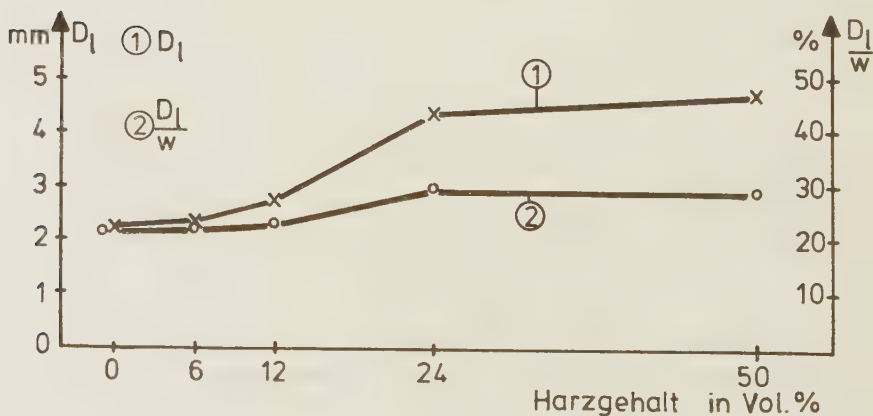


Bild 59: Duktilitätslängen D_1 und Duktilitätsmaßzahlen D_1/W in Abhängigkeit vom Harzgehalt

Aus den Versuchsserien 1 und 2 ließen sich, wie im Abschnitt 4.1.1 bereits erläutert, nur teilweise vollständige Spannungs-Dehnungslinien ermitteln. Demzufolge können die Einflüsse des Größtkorns ($8 \text{ mm} \longleftrightarrow 4 \text{ mm}$) und der Lagerung (Feuchtlagerung $\longleftrightarrow$ Klimalagerung) auf die Duktilitätslänge aus den eigenen Versuchen nicht abgeleitet werden. Auf die Vorstellung einzelner Werte für die Duktilitätslänge D_1 dieser Serien kann deshalb an dieser Stelle verzichtet werden.

Bei den stahlfaserverstärkten Betonen konnten dagegen einige vollständige $\sigma - \epsilon$ - Beziehungen berechnet werden, aus denen sich $\sigma - w$ - Verläufe ableiten ließen. Da diese $\sigma - w$ - Kurven aber keine gültige Beziehung zwischen übertragbarer Spannung und einer einzelnen Rißweite repräsentieren, sondern vielmehr alle innerhalb der Meßlänge auftretenden Risse zu einer Rißweite zusammenfassen, wird von einer Darstellung der ermittelten $\sigma - w$ - Beziehungen abgesehen.

Jedoch können aus den $\sigma - w$ - Kurven die Duktilitätslängen D_1 als bruchmechanische Kenngrößen bestimmt werden, die die Duktilität dieses Baustoffs hinreichend charakterisieren.

Bei den stahlfaserverstärkten Betonen mit vorwiegend in Belastungsrichtung orientierten Fasern werden im Mittel für die Duktilitätslängen Werte von $D_1 = 32,74 \text{ mm}$ festgestellt; bei den faserverstärkten Betonen mit zufällig orientierten Stahlfasern ergeben sich Werte von $D_1 = 34,52 \text{ mm}$.

Betrachtet man zunächst nur den Bereich der $\sigma - \epsilon$ - Kurven bis zu einer Dehnung von ca. $1,00\%$ und bestimmt sozusagen eine "Teilduktilitätslänge" aus der für diesen Bereich gültigen $\sigma - w$ - Beziehung, so ergeben sich für den Beton mit bevorzugter Faserorientierung Werte von $\bar{D}_1 = 3,00 \text{ mm}$. Diese liegen geringfügig über denen, die

bei gleicher Vorgehensweise für Betone mit zufälliger Faserorientierung ermittelt werden. Letztere erreichen Duktilitätslängen von $\bar{D}_1 = 2,85$ mm. Dieser Unterschied zeigt, daß die Betone mit bevorzugt orientierten Fasern aufgrund der höheren Festigkeit im Bereich bis zu einer Dehnung von 1,00‰ mehr Energie absorbieren können als jene mit zufällig orientierten Fasern. Aus dem weiteren Verlauf des Versuchs geht hervor, daß die Proben mit zufällig verteilten Fasern bei größeren "Dehnungen" noch höhere Spannungsanteile übertragen können (Dies dürfte auf den erhöhten Faserauszugwiderstand der Fasern zurückzuführen sein, die nicht in Belastungsrichtung orientiert sind und die bei den Proben mit zufällig verteilten Fasern häufiger vorliegen.). Damit liegen die Duktilitätslängen dieser Betone über denen der Betone mit bevorzugt orientierten Stahlfasern.

Die stahlfaserverstärkten Betone erreichen damit im Vergleich zu den Zementbetonen und harzmodifizierten Betonen Werte für die Duktilitätslängen, die um ca. eine Zehnerpotenz größer ausfallen.

5.4.6 Charakterisierung der Baustoffe mit Hilfe der Duktilitätslänge D_1

Da die Duktilitätslänge D_1 eine materialspezifische Kenngröße darstellt, kann diese Größe für die Einteilung in verschiedene Baustoffgruppen verwendet werden. Zu diesem Zweck sind im Bild 60 bestimmten Wertebereichen der Duktilitätslänge D_1 verschiedene Baustoffgruppen zugeordnet, so daß bei Kenntnis der Duktilitätslänge D_1 die Zugehörigkeit zu einer Baustoffgruppe ermittelt werden kann. Darüberhinaus kann auch mit Hilfe dieses Wertes abgeschätzt werden, welche Theorie zur Beschreibung der einzelnen Baustoffstrukturen geeignet erscheint. Der Zusammenhang zwischen den Duktilitätslängen D_1 und den einzelnen

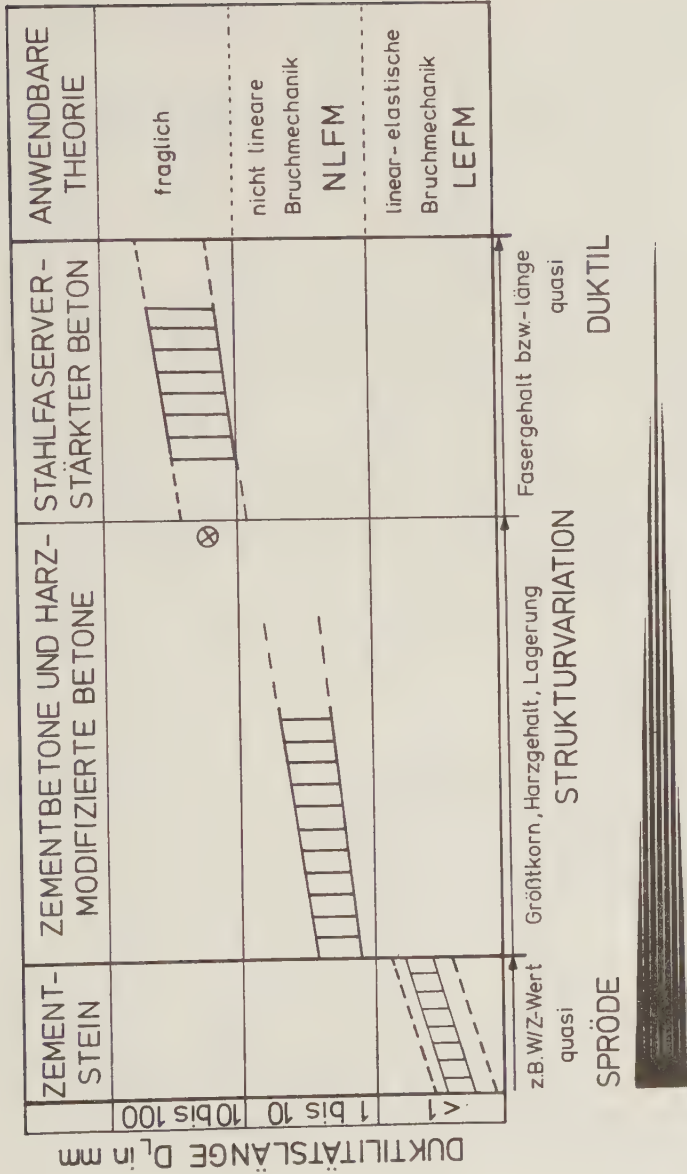


Bild 60: Charakterisierung verschiedener Betonstrukturen durch die Duktilitätslänge D_L und anwendbare Theorien

Baustoffgruppen wird durch die schraffierten Bänder beschrieben, die aus den Ergebnissen der eigenen Untersuchungen abgeleitet werden können. Dies gilt für die Gruppe der Zementbetone und der harzmodifizierten Betone und die Gruppe der stahlfaserverstärkten Betone. Der Verlauf des schraffierten Bandes bei der Gruppe des Zementsteins ist gestrichelt dargestellt, da diese nicht Gegenstand eigener Untersuchungen war. Auch in der Literatur sind keine Angaben über G_F -Werte zu finden, aus denen Duktilitätslängen D_1 abgeleitet werden könnten. Aufgrund anderer bruchmechanischer Untersuchungen an Zementstein läßt sich jedoch abschätzen, daß die Duktilitätslängen für diese Gruppe mit Werten < 1 mm ca. eine Zehnerpotenz unter denen der Zementbetone und harzmodifizierten Betone liegen müssen. Für diese Baustoffgruppe erscheint die Anwendung der linear-elastischen Bruchmechanik (Linear-Elastic-Fracture-Mechanics) sinnvoll, während sich die Baustoffgruppe der Zementbetone und harzmodifizierten Betone mit Duktilitätslängen zwischen 1 mm und 10 mm mit Hilfe der nicht linearen Bruchmechanik (Non-Linear-Fracture-Mechanics), insbesondere mit dem Modell von HILLER-BORG, beschreiben läßt.

Die einzelnen Bereiche lassen sich allerdings nicht eindeutig voneinander abgrenzen, wie der mit dem $\otimes$ Symbol eingezeichnete Wert zeigt, der sich aus einer groben Abschätzung für einen harzmodifizierten Beton mit 86 % Harzanteil (vgl. LOHAUS /8/) ergibt, aber bereits in den Bereich der stahlfaserverstärkten Betone fällt.

Bei den stahlfaserverstärkten Betonen mit Duktilitätslängen von 10 mm bis 100 mm bleibt die Frage nach einer anwendbaren Theorie zunächst unbeantwortet, wie im letzten Abschnitt bereits erläutert wurde. Um eine für diese Baustoffgruppe hinreichende theoretische Beschreibung zu finden, sind weitere wissenschaftliche Arbeiten erforderlich.

6.0 Zusammenfassung

Ziel dieser Arbeit war es, das Verformungs- und Bruchverhalten systematisch variierteter Betonstrukturen unter einachsiger Zugbeanspruchung meßtechnisch zu beherrschen, physikalisch zu erklären und durch Stoffgesetze mit zugehörigen Stoffkennwerten zu erfassen. Dazu war es unerlässlich, die Spannungs-Dehnungslinien nicht nur im ansteigenden Ast bis zur Höchstlast, sondern insbesondere das zugspannungsbedingte Verformungsverhalten nach Erreichen der Höchstlast im abfallenden Ast quantitativ zu bestimmen. Hierzu wurde eine spezielle Meß- und Regeltechnik für einachsige Zuguntersuchungen entwickelt, die es ermöglicht, zunächst in einem ersten Belastungsdurchgang eine Rißlokalisierung an ungekerbten Proben mittels eines Differenzsignals vorzunehmen und dann mit über dem erkannten Versagensbereich angeordneter Meßlänge in einem weiteren Belastungsdurchgang das Verformungsverhalten bis zum vollständigen Trennbruch kontrolliert zu verfolgen.

Im Versuchsprogramm wurden solche Betone untersucht, deren Struktur vom quasi spröden bis zum quasi duktilen Verhalten variiert wurden. Diese Strukturvariationen konnten durch die gezielte Zugabe von Epoxidharzen und Stahlfasern in verschiedenen Volumenanteilen erreicht werden. Als zusätzliche Parameter wurden die Größtkornabmessung und die Lagerungsart variiert.

In dem Experimentalprogramm ließen sich vollständige Spannungs-Dehnungslinien einschließlich eines abfallenden Astes auch für solche Strukturen ermitteln, denen im allgemeinen eine spröde Struktur zugeschrieben wird. So konnte z.B. bei einem feucht gelagerten Zementbeton mit 4 mm Größtkorn das Verformungsverhalten nach Über-

schreiten der Höchstlast bis zu dem Punkt erfaßt werden, bei dem der abfallende Ast die Nullachse der Spannungen erreicht. Weitere charakteristische Ergebnisse in Form von vollständigen Spannungs-Dehnungslinien wurden für verschiedene harzmodifizierte und stahlfaserverstärkte Betone vorgestellt.

Bei der Diskussion der Ergebnisse wurde zunächst der aufsteigende Ast der Spannungs-Dehnungslinien berücksichtigt. Es wurden die Zugfestigkeit β_Z , der Ursprungsmodul E_Z und die bei Erreichen der Maximallast gemessenen Dehnungen ϵ , die sich aus den beiden Dehnungsaufnehmern ergeben, aus den einzelnen Versuchsserien miteinander verglichen. Die Einflüsse der variierten Parameter gehen aus den graphischen Gegenüberstellungen hervor (vgl. Tabelle 10).

In einer Untersuchung zur Rißlage wurde der Frage nachgegangen, warum bei einem Teil der Versuche der Riß in unmittelbarer Nähe der Einklebung auftrat. Die Simulationsrechnung mit Hilfe einer Finite-Element-Methode zeigte, daß im Abstand bis 10 mm von der Einklebung erhöhte Spannungskonzentrationen entstehen können. Bei einem Abstand des Risses vom Rand von mehr als 10 mm kann ein über die Probe gleichmäßig verteilter Spannungszustand angenommen werden.

Im letzten Kapitel wurden bruchmechanische Untersuchungen mit dem Ziel durchgeführt, aus den vorliegenden

$\sigma - \epsilon$ - Beziehungen Gesetzmäßigkeiten zum Bruchverhalten der untersuchten Betonstrukturen zu gewinnen. Es wurden bruchmechanische Kenngrößen und Modelle hinsichtlich ihrer Anwendbarkeit auf Beton diskutiert. Mit dem von HILLERBORG /71/ vorgestellten Modell konnten vollständige $\sigma - W$ - Beziehungen hergeleitet werden, die den

Zusammenhang zwischen Rißweite und noch übertragbarer Spannung in einer sogenannten Prozeßzone beschreiben. Diese Beziehungen wurden durch Ausgleichsfunktionen beschrieben und können in aufbereiteter Form als Grundlage für Stoffgesetze für numerische Berechnungen dienen. Die aus diesen Kurven ermittelte Kenngröße G_F wurde im Hinblick auf ihre Aussagekraft bei vergleichenden Betrachtungen untersucht. Als materialspezifische Kenngröße wurde der auf die Zugfestigkeit bezogene G_F -Wert eingeführt und als Duktilitätslänge D_1 bezeichnet. Diese Größe kann als eine bruchmechanische Kenngröße angesehen werden, die auch für eine vergleichende Betrachtung verschiedener Betonstrukturen mit unterschiedlichen Festigkeiten geeignet ist. Desweiteren kann diese Kenngröße als ein Kriterium dafür dienen, welche bruchmechanische Theorie zur stoffspezifischen Erfassung der vorliegenden Struktur angewendet werden kann.

7. Literaturverzeichnis

- /1/ SCHORN,H.: Zusammenwirken von Reaktionsharzen und Zement als Bindemittel in Mörteln und Betonen;
Lehrgang Nr. 6566/80.029,
Technische Akademie Esslingen,
November 1983
- /2/ WISCHERS,G.: Beton - Arten und Klassen;
Zementtaschenbuch 1974/75,
Bauverlag 1974
- /3/ WESCHE,K.H.: Baustoffe für tragende Bauteile;
Band 2, Beton,
Bauverlag 1981
- /4/ DIN 4226 DIN 4226,Teil 1, Zuschlag für Beton,
Zuschlag mit dichtem Gefüge,
Begriffe, Bezeichnung u. Anforderungen
DIN 4226, Teil 2, Zuschlag für Beton,
Zuschlag mit porigem Gefüge,
Begriffe, Bezeichnung u. Anforderungen
Ausgabe April 1983
- /5/ DIN 1045 : DIN 1045, Beton und Stahlbeton,
Bemessung und Ausführung;
Ausgabe Dezember 1978
- /6/ SCHORN,H.: Theoretische Vergleiche zwischen
Reaktionsharzbeton, harzmodifizier-
tem und harzgetränkten Beton;
Polymere und Beton,
Vierter Internationaler Kongreß,
Darmstadt 19-21 September 1984

- /7/ DIN 1164 : DIN 1164, Teil 1, Portland-, Eisen-
portland-, Hochofen- und Traßzemente;
Begriffe, Bestandteile, Anforderun-
gen, Lieferung,
Ausgabe November 1978
- /8/ LOHAUS, L.: Festigkeits- und Verformungsverhal-
ten epoxidharzmodifizierter Betone;
Dissertation, Bochum 1984
- /9/ WISCHERS, G.: Faserbewehrter Beton;
Betontechnische Berichte 1974,
Beton Verlag, Düsseldorf 1975,
S. 45-70
- /10/ POPOVICS, S.: Polymer and Portland Cement Concrete
Combinations;
Proceedings of the 23rd Annual Ari-
zone Conference on Roads and Streets,
1974
- /11/ EIBL, J., Studie zum Trag- und Verformungsver-
IVANYI, G.: halten von Stahlbeton;
Deutscher Ausschuß für Stahlbeton,
Heft 260, Berlin, 1976
- /12/ AVRAM, C., Die Biegezugfestigkeit des Betons;
FILIMON, I., Wissenschaftliche Zeitschrift der
MARINOV, R.: TU Dresden,
Band 17, Heft 6, 1968
S. 1543-1545

- /13/ KARAVAEV, A.: Abhängigkeit der Festigkeit des Betons auf Zug bei Biegung und ausmitiger Belastung von den Querschnittsabmessungen;
Wissenschaftliche Zeitschrift der TU Dresden,
Band 17, Heft 6, 1968
S. 1545-1547
- /14/ HEILMANN, H., Festigkeit und Verformung von Beton
HILSDORF, H., unter Zugspannungen;
FINSTERWALDER, K.: Bericht Nr. 64 der MPA für das Bauwesen der TH München,
1967
- /15/ DURELLI, A.J., Relationship of size and stress gradient to brittle failure;
PARKS, V.: Proceedings of the 4th National Congress of Applied Mechanics, 1962,
pp 931-938
- /16/ EDGINGTON, J.: Steel fibre reinforced concrete;
Fibre Reinforced Materials,
Practical studies from the Building Research Establishment,
Proceedings of the Conference in London, 1977
- /17/ SELL, R.: Einfluß der Zwischenlagen auf Streuung und Größe der Spaltzugfestigkeit von Beton,
Deutscher Ausschuß für Stahlbeton,
Heft 155, Berlin, 1963

- /18/ SHAH,S.P., Fiber Reinforced Concrete Properties;
RANGAN,B.V.: ACI Journal, February 1971,
pp 126-135
- /19/ HUGHES,B.P., Fiber reinforced concrete in direct
FATTUHI,N.I.: tension;
Fiber Reinforced Materials:
Design & Engineering Applications,
Proceedings of the conference held
in London, 23-24 March 1977,
Institut of Civil Engineers,
London, 1977, pp 141-147
- /20/ EDGINGTON,J., Steel fibre reinforced concrete;
HANNANT,D.J., (CP 69/74) Fibre Reinforced Materials,
WILLIAMS,R.I.T.: Practical studies from the Building
Research Establishment,
Proceedings of the conference in
London, 1977
- /21/ JOHNSTON,C.D., Uniaxial tensile testing of steel
GRAY,R.J.: fibre reinforced cementitious com-
posites;
April 5th, Sheffield, 1978
- /22/ JOHNSTON,C.D., Strenght and deformation of steel
COLEMAN,R.A.: fibre reinforced mortar in uniaxial
tension;
Proceedings, International Symposium,
ACI, Sp 44-10, 1974,
pp 177-193
- /23/ MUHIDIN,N.A.: Design criteria of steel fibre rein-
forced concrete;
Ph.D. Thesis, The Polytechnic of
Central London, May 1977

- /24/ KOMLOS,K.: Factors affecting the stress-strain relation of concrete in uniaxial tension;
ACI Journal, February 1969,
pp 111-114
- /25/ SHAH,S.P., Mechanical properties of glass and
NAAMAN,A.E.: steel fibre reinforced mortar;
ACI Journal, January 1976,
pp 50-53
- /26/ KOMLOS,K.: Comments on the long-term tensile strength of plain concrete;
Magazine of Concrete Research,
Vol. 22, No. 73, December 1970,
pp 232-238
- /27/ JOHNSTON,C.D.: Strength and deformation of concrete in uniaxial tension and compression;
Magazine of Concrete Research,
Vol. 22, No. 70, March 1970,
pp 5-16
- /28/ JOHNSTON,C.D., Testing the concrete in tension and
SIDWELL,E.H.: compression;
Magazine of Concrete Research,
Vol. 20, No. 65, December 1968,
pp 221-228
- /29/ HUGHES,B.P., Short-term loading and deformation
ASH,J.E.: of concrete in uniaxial tension and pure torsion;
Magazine of Concrete Research,
Vol. 20, No. 64, September 1968,
pp 145-154

- /30/ RILEM : Direct tensile test of concrete;
RILEM Bulletin, No. 20, September
1963,
pp 84-89
- /31/ ELVERY, R.H., A direct tensile test for concrete
HAROUN, W.: under long- or short-term loading;
Magazine of Concrete Research,
Vol. 20, No. 63, June 1968,
pp 111-116
- /32/ STILLER, W.: Zum Tragverhalten von bewehrtem
Stahlfaserbeton;
Dissertation, Universität Bochum,
Schriftenreihe TWm, Nr. 78-8,
Institut für Konstruktiven Inge-
nieurbau, August 1978
- /33/ BONZEL, J. Einfluß der Nachbehandlung und
KADLECEK, V.: des Feuchtigkeitszustands auf die
Zugfestigkeit des Betons;
beton, Heft 7, 1970,
S. 303-309
u. beton, Heft 8, 1970,
S. 351-357
- /34/ RÜSCH, H., Verformungseigenschaften von Beton
HILSDORF, H.: unter zentrischen Zugspannungen;
Teil I, Voruntersuchungen,
Bericht Nr. 44 der MPA für das
Bauwesen der TH München, 1963
- /35/ NAAMAN, A.E., Probabilistic Analysis of Fiber-
MOAVENZADEH, F., Reinforced Concrete;
McGARRY, F.J.: Journal of the Engineering Mecha-
nics Division, EM2, April 1974

- /36/ VISSMANN, H.W.: Stahlfaserverstärkte Stahlbetonplatten;
Dissertation, Bochum 1983
- /37/ SHAH, S.P., Complete stress strain curves for
STROEVEN, P., steel fibre reinforced concrete in
DALHUISEN, D., uniaxial tension and compression,
STECKLENBURG, International Symposium: Testing
P. VAN: and Test Methods of Fibre Cement
Composites,
April 5th - 7th, 1978,
pp 399-408
- /38/ SCHORN, H., Complete stress strain relation-
VISSMANN, H.W.: ship of steel fibre reinforced
composites;
Advances in cement-matrix composites, Materials Research Society,
Boston, USA, 1980
- /39/ SCHORN, H.: Baustoffliche Kriterien für die
Anwendung von Stahlfaserbeton;
Konstruktiver Ingenieurbau Berichte,
Ruhr-Universität Bochum,
Heft 34, 1980,
S. 44-47
- /40/ REINHARDT, H.W.: Verhalten des Betons im verformungs-
gesteuerten axialen Zugversuch;
Festschrift: Gallus Rehm zum 60.
Geburtstag,
"Fortschritte im Konstruktiven Ingenieurbau",
Verlag Ernst & Sohn, 1984

- /41/ REINHARDT, H.W., Post Peak Cyclic Behaviour of
CORNELISSEN, Concrete in Uniaxial Tensile and
H.A.W.: Alternating Tensile and Compressive
Loading;
Cement and Concrete Research,
Vol. 14, 1984,
pp 263-270
- /42/ CZARNECKI, L.: Polymer Composites - An overview -;
International Symposium:
"Future for plastics in building
and civil engineering,
Liège 1984
- /43/ CORNELIUSSEN, Drexel Polymer Notes;
R.D., Polymeric Materials, Morphologie,
SHMORHUN, M.A.: Failure Mechanismus, Blends and
Alloys, Volume 1, # 1,
Drexel University, Philadelphia,
September 1984
- /44/ OHAMA, Y.: Recent Research and development
of concrete-polymer composites in
Japan;
Polymere und Beton, Vierter inter-
nationaler Kongreß,
Darmstadt, 19.-21. September 1984
- /45/ SCHORN, H.: Einfluß organischer Imprägnier-
stoffe auf Festigkeit und Form-
änderungen;
Lehrgang Nr. 4280/79.88, Impräg-
nierung poröser Baustoffe auf
mineralogischer Grundlage,
Technische Akademie Eßlingen,
November 1979

- /46/ POPOVICS,S.: Experiments with Epoxy Modified Concrete;
Second Progress Report for Cooperative Investigation on the Improvement of the Durability of Reinforced Concrete in Marine Environment,
National Science Foundation,
April 1983
- /47/ GIERLOFF,M.: Untersuchungen zum Langzeitverhalten kunststoffmodifizierter Betone;
Forschungsbericht, Bundesanstalt für Materialprüfung (BAM),
Berlin, April 1983
- /48/ ACI COMMITTEE: ACI Committee 548:
State of the Art Report, Polymers in Concrete;
ACI Committee Report, 1977
- /49/ SCHORN,H., Lastunabhängige Eigenschaften
BUDNIK,J.: harzmodifizierter Mörtel;
beton, Heft 8, 1984,
S. 317-320
- /50/ BUDNIK,J.: Versuche zur Dauerhaftigkeit von harzmodifizierten Zementmörteln;
Teil I: Epoxidharzmodifizierte Zementbetone,
Fourth International Congress, Polymers in Concrete,
Darmstadt, 19.-21. September 1984

- /51/ DAHMS,J.: Herstellung und Eigenschaften von Faserbeton;
Betontechnische Berichte 1979,
Beton-Verlag, Düsseldorf 1980
S. 29-59
- /52/ 19-FRC 19-FRC Committee:
COMMITTEE: Fibre Reinforced Cement Composites:
Fibre Concrete Materials;
A report prepared by Rilem Technical Committee 19-FRC,
Matériaux et Constructions
Vol. 10, No. 56, 1977
pp 103-119
- /53/ ZERNA,W.: Stahlfaserbeton;
Vorträge Deutscher Betontag ,
Verlag W. Ernst & Sohn, Berlin 1973,
S. 292-297
- /54/ SCHORN,H., Stress strain behaviour of MMA-
VISSMANN,H.W.: impregnated steel fibre reinforced
concrete;
3rd Polymer Concrete Congress,
Koriyama, Japan, May 1981
- /55/ BENTUR,A.: Properties of polymer latex-cement-
steel fibre composites;
The International Journal of Cement Composites and Lightweight Concrete, Volume 3, Number 4,
November 1981
- /56/ SCHORN,H.: Epoxy modified Shotcrete;
ACI Symposium on Polymers in Concrete,
Kansas City, USA, September 1983

- /57/ SCHORN,H., Harzmodifizierte Zementmörtel;
BUDNIK,J.: beton, Heft 9, 1983,
S. 331/332
- /58/ TREFIL ARBED: Wirex-Stahlfasern für Stahl-
faserbeton;
Firmenprospekt
- /59/ IKEN,W., Handbuch der Betonprüfung;
LACKNER,R.R., Anleitungen und Beispiele,
ZIMMER,U.P.: Beton-Verlag GmbH,
Düsseldorf, 2. Auflage, 1977
- /60/ SCHRÜFER,E.: Elektrische Meßtechnik;
Messung elektrischer und nicht
elektrischer Größen;
Carl Hanser Verlag München Wien
1983
- /61/ GLOCKMANN,H.P.: PCM in der Meßtechnik;
Sonderdruck aus Elektronik,
22. Jahrgang, Nr. 4, 1973
S.
- /62/ CORDES,H.: Über die Spannungs-Dehnungs-Linie
der Werkstoffe;
Stahl und Beton im Bereich der
Höchstlast,
beton, Heft 9, 1974,
S. 338-340
- /63/ DIN 1319 Grundbegriffe der Meßtechnik;
Messen, Prüfen, Zählen;
Blatt 1, Seite 4, 1968

- /64/ HAHN, H.G.: Bruchmechanik;
B.G. Teubner, Stuttgart 1976
- /65/ HILSDORF, H.K.: Sinn und Grenzen der Anwendbarkeit der Bruchmechanik in der Betontechnologie;
Kordina Festschrift
Forschungsbeiträge für die Baupraxis (Eibl) 1979,
S. 59-73
- /66/ HILLEMEIER, B.: Bruchmechanische Untersuchungen des Rißfortschrittes in zementgebundenen Werkstoffen;
Dissertation
TH Karlsruhe, 1976
- /67/ GRIFFITH, A.H.: The Phenomena of Rupture and Flow in Solids;
Phil.-Trans. Roy. Soc.,
London, A 221 (1922),
S. 163
- /68/ KAPLAN, M.F.: Crack Propagation and the Fracture of Concrete;
Journal of the American Concrete Institute,
Vol. 58, November 1961
pp 591-609
- /69/ REINHARDT, H.W.: Maßstabseinfluß bei Schubversuchen im Licht der Bruchmechanik;
Beton- und Stahlbetonbau,
Heft 1, 1981,
S. 19-21

- /70/ JAHN, M. Zum Ansatz der Betonzugfestigkeit
bei den Nachweisen zur Trag- und
Gebrauchsfähigkeit von unbewehrten
und bewehrten Betonbauteilen;
Deutscher Ausschuss für Stahlbeton,
Heft 341, Berlin 1983
- /71/ HILLERBORG, A.: Analysis of one single crack;
Fracture Mechanics of Concrete,
edited by F.H. Wittmann, 1983,
Elsevier Science Publishers B.V.,
Amsterdam,
Chapter 4.1,
pp 223-249
- /72/ PETERSSON, P.E.: Fracture Energy of concrete;
Partial Performance and Experi-
mental Results,
Cement and Concrete Research,
Vol. 10, 1980
pp 91-101
- /73/ BEGLEY, J.A., The J - Integral as a fracture
LANDES, J.D.: criterion;
ASTM - STP 514, 1972,
S. 1
- /74/ HAWKINS, N.M., Fracture Analysis of Cracking in
WYSS, A.N., Concrete Beams;
MATTOCK, A.H.: Journal of Structural Division,
May 1977,
pp 1015-1029

- /75/ HEILMANN, H.G.: Zugspannungen und Dehnungen in unbewehrten Betonquerschnitten bei exzentrischer Belastung; Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 269, 1976
- /76/ HILLERBORG, A.: The theoretical basis of a method to determine the fracture energy G_F of concrete; Rilem Technical Committees, International Conference on Fracture Mechanics of concrete, Lausanne, 1-3 October, 1985, Annex I, pp 25-30
- /77/ HILLERBORG, A.,
MODEER, M.,
PETERSSON, P.E.: Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and finite elements; Cement and Concrete Research, Vol. 6, 1976, pp 773-782
- /78/ DUGDALE, D.S.: Yielding of steel sheets containing slits; Journal of Mechanics and Physics of Solids, 8, 1960, pp 100-104
- /79/ ELIGEHAUSEN, R.,
SAWADE, G.: Verhalten von Beton auf Zug; Behaviour of Concrete in Tension; Betonwerk + Fertigteil-Technik, Heft 5, 1985, S. 315-322
u. Heft 6, 1985, S. 389-391

- /80/ ZIELINSKI,A.J., Stress-strain behaviour of concrete
REINHARDT,H.W.: and mortar at high rates of tensile
loading;
Cement and Concrete Research, Vol.12,
pp 309-319, 1982
- /81/ JENG,Y., Nonlinear Fracture Parameters for
SHAH,S.: Cement Based Composites; Theory and
Experiments;
Aplication of Fracture Mechanics to
Cementitious Composites, Research
Workshop, Northwestern University,
Evanston, 1984

Lebenslauf

Name:	Joachim Heinrich Budnik
geboren:	14. Februar 1957 in Oberhausen
Eltern:	Erwin Budnik, Betriebswirt Elsbeth Budnik, geb. Sommereisen
Familienstand:	verheiratet mit Silvia Budnik, geb. Müller, Studienrätin
Ausbildung:	1963 - 1966 Volksschule in Oberhausen 1966 - 1975 Heinrich-Heine Gymnasium in Oberhausen, Reifezeug- nis 1975 - 1981 Studium Konstruktiver Ingenieurbau an der Ruhr- Universität Bochum, Diplom-Ingenieur
berufliche Tätigkeit:	seit 01.05.1981 Wissenschaftlicher Mitar- beiter in der Arbeitsgruppe Materialtechnologie, Ruhr- Universität Bochum

